



TITLE:

森林斜面における表層土のクリープについての研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

園田, 美恵子

CITATION:

園田, 美恵子. 森林斜面における表層土のクリープについての研究. 京都大学, 2000, 博士(理学)

ISSUE DATE:

2000-03-23

URL:

<https://doi.org/10.11501/3167480>

RIGHT:

森林斜面における表層土のクリープ
についての研究

園田 美恵子

目次

	ページ
要旨	3
1. はじめに	4
1.1 ソイルクリープとは？	
1.2 ソイルクリープの実測に関する従来の研究	
1.3 本研究の概要	
2. ソイルクリープ発生条件としての測定斜面の形状と物性	9
2.1 斜面形状	
2.2 土壌断面の観察	
2.3 簡易貫入試験	
2.4 土の分析	
2.4.1 間隙比と粘土・シルト粒径の比率	
2.4.2 透水係数	
2.4.3 粘土鉱物の分析と還元層の成因	
2.5 樹木の存在がソイルクリープに与える影響	
3. ソイルクリープ発生原因としての土壌の温度及び水分状態の変化	17
3.1 地温変化	
3.2 土壌水分状態の変化	
3.3 ソイルクリープの原因とその影響範囲	
4. A層のクリープ量の測定	19
5. B層のクリープ量の測定	21
5.1 測定方法	
5.1.1 土壌水分条件	
5.1.2 表層土の変位量	
5.1.2.1 測定方法の改良	
5.1.2.2 マーカー座標と誤差の計算	
5.2 測定結果	
5.2.1 土壌水分条件	
5.2.2 表層土の変位量	
5.2.2.1 平均的な変位量	
5.2.2.2 変位量およびせん断ひずみの分布	
5.2.2.3 変位量の水平・鉛直成分の分布	
6. 飽和斜面流によるソイルクリープについての数値シミュレーション	29

6.1 適用モデル	
6.2 計算方法	
6.3 理論	
6.3.1 有限要素法の理論	
6.3.2 弾塑性理論	
6.3.2.1 等方性材料の降伏条件と相当応力	
6.3.2.2 弾塑性一貫した応力増分－ひずみ増分関係	
6.4 入力データ	
6.4.1 幾何学的形状と境界条件	
6.4.2 物質定数	
6.4.2.1 物質部類の区分	
6.4.2.2 物質定数設定の基礎	
6.4.2.3 物質定数の設定	
6.4.3 初期条件と荷重条件	
6.4.4 応力バランス	
6.5 計算結果	
6.5.1 計算結果の表示方法	
6.5.2 相当応力	
6.5.3 変位ベクトル	
6.5.4 土層の変形と表層土の変位発生の詳細	
6.6 飽和斜面流によるソイルクリープについてのその他の数値実験	
6.6.1 物性分布の影響	
6.6.2 斜面勾配の影響	
7. 考察	53
7.1 ソイルクリープとその原因との関係	
7.1.1 飽和斜面流による動き	
7.1.1.1 変位についてのシミュレーション結果と実測結果の比較	
7.1.1.2 その他の特徴についてのシミュレーション結果と 実測結果の比較	
7.1.1.3 シミュレーション結果と実測結果の一致点	
7.1.1 土壌パイプが関係した動き	
7.1.2 湿潤・乾燥による動き	
7.2 斜面に沿うソイルクリープの特徴と斜面の微形状との関係	
7.3 ソイルクリープの動きの性質	
7.4 ソイルクリープ研究における弾塑性モデルによる有限要素法解析の 利用について	

8. 結論	61
謝辞	62
参考文献	63
図表	67
付録 1	116
付録 2	117
付録 3	120
付録 4	123

要旨

温暖湿潤気候下のルースな表層物質で覆われた斜面では、土壌の温度及び水分状態の季節的変動によって、表層土の斜面方向への緩慢な移動、即ちクリープが起きており、その発生条件や結果が斜面形状と結びついていると推定されている。その表層土のクリープの実態とメカニズムを研究するため、現象が起きていることが分っている奈良県明日香村にある一森林斜面で調査を行ない、結果を分析した。

測定斜面は、地形的には斜面の上部及び中腹部に当たり、平均傾斜は 35–42 度である。土質は風化花崗岩からなるために砂質で、森林植生に覆われているために間隙が多く、A 層・B 層合わせた土壌の厚さは約 60 cm である。表層土の移動の調査は冬の凍結の影響のある A 層と影響のない B 層を分けて行った。

A 層のクリープ量はマーカー法で調査した。その結果、土壌物質が冬の凍結によって集合して持ち上がり、その後の融解や降雨によって土壌ブロックに分かれながら崩れていくことが分った。A 層全体の平均ソイルクリープ量は、測定した年で 1 年に約 1 cm と見積もられた。

B 層のクリープ量の測定にはヤング・ピット法を改良して用い、測点の設置方法も工夫して、斜面の鉛直 2 次元縦断面における表層土の変位量の分布を明らかにした。その結果、測定斜面のソイルクリープ速度が平均 3 mm/year であることが分った。また、斜面に沿った表層土の変位量の水平成分の分布の差は小さいが、鉛直成分の分布の差は大きく、動きの大きい所と小さい所が現れることが分った。更に、多雨期間と寡雨期間では表層土の動きの特徴が異なること

が分った。顕著な飽和斜面流の発生が推定される多雨期間には、表層土は斜面方向に全面的に動くが、その動きの中にせん断ひずみの分布の不均一が存在するために土壌がユニットに分かれる。すべりが形成される部分もある。一方、寡雨期間には、表層土の動きは局所的で、動く所と動かない所の差が明瞭である。

多雨期間の表層土の変位パターンの形成メカニズムを明らかにするために、弾塑性モデルによる有限要素法を用いた数値シミュレーションを行なった。現象のしくみは、「豪雨時に浸水による土の強度低下と飽和斜面流の流動圧によって斜面の表層土に弾塑性変形が起こり、土壌の変位が生じる」というものである。1回の全面飽和に伴う飽和斜面流の発生によって生じる表層土の変位の計算結果を実測結果と比較すると、変位量の絶対値についてはオーダーまでしか一致しないが、変位量の分布パターンについては概ね一致する。結果として、表層土の変位分布のパターンがせん断変形単位の形成によって説明できることから、豪雨時の飽和斜面流によるソイルクリープのメカニズムが弾塑性モデルで近似できる可能性が示せた。その他に、計算結果・実測結果と斜面形状の比較から、せん断変形によるソイルクリープが凸型斜面形状の所で盛んであること、斜面勾配によってそのパターンが変わることが分った。

この研究によって著者は、温暖湿潤気候下のルースな表層物質からなる斜面のソイルクリープの斜面の鉛直 2 次元縦断面における分布の実態を初めて明らかにした。更に、実測したソイルクリープの中で重要な部分を占める豪雨時の飽和斜面流によるソイルクリープのメカニズムについて、初めて一つの説明を加えた。ソイルクリープ研究の進め方について、一つの方角を示したと言える。

1. はじめに

1.1 ソイルクリープとは？

斜面物質の移動について最初に‘クリープ’の用語を使ったのは Thomson (1877)である。彼は植物性物質を含んだ土壌物質のマスが湿潤・乾燥に伴う膨張と収縮により斜面下方に滑る現象をクリープと定義した。更に、Davison(1889)は斜面物質のクリープについて多くの実験を行い、凍結・融解や気温変化に伴う膨張と収縮によってもクリープが生じることを示した。

ソイルクリープをマスマーブメントの中に最初に位置づけたのは

Sharpe(1938)である(図 1)。彼は地すべりとそれに関連する多様な重力性の動きを分類する中で、「地表面の土壌や岩屑の斜面下方への低速度の動きで、普通は長期間の観測によらなければ認識できない現象」を Slow flowage とし、移動速度の速い動きである Rapid flowage, Sliding, Subsidence と区別した。そして、Slow flowage の中に Soil creep, Talus creep, Rock creep, Rock-glacier creep, Solifluction があるとした。しかし、Soil creep などの定義には曖昧な部分があったために、その後 Parizek and Woodruff(1957)が再定義を試みた(図 1)。彼らは(Solifluction の分類を速い動きに移し)遅い動きをすべて Creep とすることを提案した。そして、速い動きをその動きの性質によって Flowage, Sliding, Subsidence の 3 種に分類し、Creep はそれらのミニチュア版であるとした。

更に Terzaghi(1950)は、マスマーブメントの中のクリープの内容を 2 種類に区別した。即ち、気温や降水量変化などの季節的な変動が地表面下に届く範囲、又はそれ以浅で起きる膨張と収縮の結果として発生する斜面物質の動きを Seasonal creep とし、それよりも下で起きる季節変化に関係しない重力のみによる斜面物質の動きを Continuous creep とした。

ソイルクリープの動き(プロセス)が発生する原因については、これまでの多くの研究によると、凍結・融解、水分量変化、温度変化などによる土壌の膨張と収縮、または雨滴衝撃や生物活動などが土壌粒子のじょう乱を起こし、それに重力が作用するために土壌物質の斜面下方への正味の移動(土壌粒子の動きを統計した結果としての移動)が生じると言われている。

それらのプロセスの発生メカニズムについては、いくつかの考察がある。Gilbert (1909) は「斜面上にある物質は粒子の配列と摩擦によってその位置を保っている。原因が何であれ粒子の配列が乱されると、その再配列においては重力が働き、斜面物質の下方への動きを引き起こす。粒子の配列を乱す主な原因は膨張と収縮である。」と考察した。また、Strahler(1952)は、ソイルクリープを基本的には自重による斜面方向の応力成分が原因になるが、その動きは重力のみが働くクリープの場合に見られる岩の塑性的な性質のために流れ変形が進む現象とは異なるとした。彼はその動きを乾燥した、内部摩擦の大きい、非塑性の物質の流れと捉え、ソイルクリープは土壌粒子のランダムな動きの結果であると指摘している。その一例として、雨滴衝撃による表層土のクリープについて触れている。彼の指摘を基に Culling(1963)は、ソイルクリープは(地球重力場における)土壌粒子のランダムな動きの結果であるが、それはごく小さな力(熱的拡散や粘土粒子間の潜在効果、表面張力や毛管力、化学・電気・磁力現象など)によって起こり、その流れは粘性又は擬粘性として記述され得ることを考察した。

また、ソイルクリープの現象が起きる範囲については、斜面上部の凸型部分

から下部の凹型部分まで、土壌の厚さが変化してもソイルクリープによって動いていると推定される土壌部分の厚さはほぼ一定であるという Gilbert の観察結果がある。その結果に基くと、尾根からの距離や土壌の厚さに関係なく、ソイルクリープが発生する深さの範囲は同じであるということになる (Carson and Kirkby 1972)。図 2 にその模式を示すと、ソイルクリープは斜面のどの部分でも現われ得る現象であるが、斜面中腹部より下方では、表層崩壊など水流力が関与した高速度のマスマーブメントも見られるので、ソイルクリープは相対的に目立たなくなる。つまり、ソイルクリープが他の地形変化プロセスに卓越して現われる所は斜面上部であり、その結果が山地上部の凸型形状に現われていると考えられる。

以上を整理すると、ソイルクリープの定義の詳細は次のようになる。つまり、ソイルクリープは、①低速度のマスマーブメントであり (Sharpe 1938)、②深さ約 1m 以内の土壌の表層部分で起きる (Carson and Kirkby 1972) 現象である。そして、③土壌の温度や水分変化などの季節的な変動が主たる原因で起き (Thomson 1877; Davison 1889; Terzaghi 1950)、④土壌粒子の配列の乱れやランダムな動きに重力が作用して起きる (Gilbert 1909; Strahler 1952; Culling 1963) 現象である。しかし、③と④については、これらの原因やメカニズムで幾つかのソイルクリープが説明できることは確かであるが、すべてのソイルクリープが説明できるか否かは明確でない部分がある。

1.2 ソイルクリープの実測に関する従来の研究

ソイルクリープの研究は室内実験・観察に基く考察あるいは理論的考察によるものが多く、実測に基くものは少なかった。そこで、現象を実測によって確かめようとする動きが生じ、Schumm(1956)は悪地地形の斜面で木杭の抜き上がり高さを測り、ソイルクリープを実測しようとした。その後、Young (1960, 1963) が用いたピット法に始まり、ペッグ法、チューブ法、コーン法など、数多くのソイルクリープの測定方法が考案され、実測に適用された (例えば Kirkby, 1967; Kojan, 1967; Selby, 1968; Owens, 1969; Benedict, 1970; Carson and Kirkby, 1972)。又、測定方法の検討・普及も行われた (Anderson & Finlayson, 1975; Finlayson and Osmaton, 1977; Anderson and Cox, 1978)。日本でも幾つかの実測研究が生まれている (例えば 石井, 1976; 相馬ほか, 1979; 澤口, 1987)。

その結果、様々な条件の斜面の地点でソイルクリープ速度とその土壌断面における分布プロファイルが求められ、測定結果と原因との関係やプロセスの特徴が議論された。プロセスを形成するメカニズムについては、室内実験や理論

的考察で示された内容の野外測定による検証が試みられた。一方、従来の理論のどこにも現われない内容が実測によって見い出されることがあった。その一つは、斜面方向とは反対方向の表層土の変位が現われる場合があることであった(Goudie, 1990; 佐々木ほか, 1994; Yamada, 1997)。

ソイルクリープの測定に関する問題の中では、小さい動きを捉えるための測定技術の問題が最重要である。他に、測点の設け方の問題がある。又、実際の斜面における測定結果は、すべて複数のプロセスの合計を表しているため、何らかの方法でそれらを分離しなければならないという問題もある。後の 2 つの問題については、解決のための特別な進展がなかった。しかし、測定技術の改良については、Williams(1957)が開発したストレインプローブを最近 Matsuoka(1994)がデータロガーに連結し、水文気象要素とともに地面表層の動きをモニターするシステムを作り上げ、凍結・融解のプロセスが卓越する高山を中心に適用している。また、Yamada(1997)は同様のストレインプローブを北海道の森林斜面に適用するなど、地形学の分野でも、敏感な装置を用いて連続的なデータが取られ始めている。

ソイルクリープ研究の現在の課題は、現象の実態とメカニズムの詳細を明らかにすること、及びソイルクリープと地形との結びつきを探ることであると著者は考えている。それにはまず、ソイルクリープの基本的性質が明確にされなければならない。Culling(1963)が考察した土壌粒子のランダムな分散に重力が作用した結果である土壌物質の斜面下方への流れとしての移動は、他の現象と異なるソイルクリープの特質として広く認められている。しかし、ソイルクリープの中に Sharpe(1938)が分類し、Parizek and Woodruff(1957)が修正した分類の中でその存在の可能性が推定されるすべりや沈下などの動きがあるかどうか(図 1)、又、あるとすればどのような内容であるかについては明確でないので確かめる必要がある。

これまでのソイルクリープの実測研究は、表層土の上部について凍結・融解によるプロセスを中心に調べられたものが多い。ところが、すべりはある程度の厚みをもった斜面の表層物質の豪雨時の不安定性によって発生するものであるので、それを調べるとすれば、下部を含む表層土全体の動きを調べる必要がある。又、すべりは多雨条件下で起ることが多いが、多雨条件下の表層土全体の動きをストレインプローブを用いて測定した例として Barr and Swanston(1970)がある。この測定では、数十 cm 厚さの表層土が、土壌水分が高い状態において、特別なせん断面の集中をもたずに flow mass のように動くことを見出している。同様な場合について詳しく調べる必要がある。

ソイルクリープと地形との結びつきについては、ルースな表層物質に覆われた斜面で湿潤な気候下においては、山地上部の形状が凸型を示すことの原因が

表層物質のクリープにあることが Davis(1892)によって暗示されている。現在もなお、クリープは斜面の凸型形状と関係が深いマスマーブメントの形式であると考えられているが、それが検証された例はない。小規模な地形では、強度が大きい物質の上に厚さ数十 cm の表層土が載っている場合に、斜面の表面に'terracettes'と呼ばれる棚状の規則的に波打った微形状が見られることがあり、原因としてそこで起っている土壌の動きが問題になっている(Carson and Kirkby, 1972)。そのような微形状とソイルクリープとの関係も調べられなければならない。

1.3 本研究の概要

地形変化の基本的な一プロセスであるソイルクリープは、その速度が遅いために、従来から地形学を含む地球科学以外の分野では重要なものとして認識されることが少なかった。また、現象の把握が困難であるために、現在もなお、その解明は十分には進んでいない。

ソイルクリープ測定のために選んだ斜面は、温暖湿潤気候下にあり、表層物質が風化花崗岩からなるために砂質で、森林植生に覆われているために土壌が団粒化して空隙が多く、ルースな性質をしている。そして、地形的には山地上部からそれに続く中腹部にかけての斜面区間で、ソイルクリープ現象が他の物質移動プロセスに卓越して現れることが期待される斜面区間である。また、この斜面における 4 年間 (1987-1990 年) の予察測定で、著者は 1 年間に数 mm の表層土の変位量を測定しており、盛んなソイルクリープが起きていることが分っている。

ソイルクリープ量の測定方法は、A 層にはマーカー法を用い、B 層にはヤング・ピット法を改良して用いた。この測定の予察測定を開始した 1987 年当時は、地形学の文献の中でソイルクリープ量を測るための決定的な方法は明確でなく、著者が使用できる方法も限られていた。そこで、従来の方法を改良して用いることにした。その頃は、ある程度の精度をもって、とにかく実測データを得ることが重要であった。

実測した結果の分析としては、力学的解析に持ち込むことを指向する。その観点から現象の全体を見渡すと、図 3 のようになる。ソイルクリープの発生には、雨・風や温度・湿度変化などの水文気象条件や植物・動物などの生物条件の変化がかかわっている。それらは土の物性（強度や生物活動が加わった場合の上の移動性）を変化させ、また、クリープを起こす原因として土壌骨格に力を作用させる。力の種類には、重力の他に水流力・体積膨張力・衝撃力などが

ある。体積膨張力には、温度変化に伴う土壌凍結によるものと水分量変化による膨張・収縮がある。与えられた斜面形状と物性（その変化を含む）に力が作用してソイルクリープが生じると考えられるが、加わる力の内容（種類・大きさ・方向・繰り返しなどの経過）によって、動き（プロセス）が異なる。しかも、幾つかのプロセスが複合的に現われる場合が多いことがソイルクリープの特徴である。これらのソイルクリープ現象のメカニズムの解明は複雑で困難なものであるが、現在のところ、実測データを基に、できる部分から始める他はない。本研究はその入り口として、実測データから取り出した一つのプロセスについて、一つの力学的な解析を試みる。

以上から、この研究の目的を次のように設定する。まず、ソイルクリープ発生の条件となる測定斜面の形状・斜面物質の物性とソイルクリープ発生の原因となる土壌の温度・水分状態の変化を調査する。次に、測定方法を改良してソイルクリープ量の測定を行い、斜面の鉛直 2 次元縦断面における分布を明らかにする。その結果を分析し、斜面に沿った平均的ソイルクリープ速度や土壌の動きの特徴を明らかにする。更に、実測データから読み取れる一つの重要なプロセスである飽和斜面流によるソイルクリープについて、弾塑性モデルによる有限要素法を用いた数値シミュレーションを行い、変位パターンが形成されるメカニズムの説明を試みる。最後に、ソイルクリープ発生にかかわる要素や条件及び発生の結果を合せて、ソイルクリープと原因との関係、ソイルクリープの動きの性質、ソイルクリープが直接関係する地形について考察する。

2. ソイルクリープの発生の条件としての 斜面の形状と物性

園田ほか(1994)に基いて、ソイルクリープ発生の条件としての測定斜面の形状と物性について調査した結果を述べる。この中で、地形測量は奥西及び川村と共同で行い、粘土のX線回折は吉岡と共同で行った。

調査した斜面（図 4(1)の平行四辺形で囲んだ部分）は奈良県高市郡明日香村細川にあり、飛鳥川の支流の冬野川に注ぐ 1 次谷の支谷の源頭に位置する。その標高は約 300m で北西方向に向いている。この付近は中央構造線に沿う紀ノ川谷の北側の竜門傾動地塊の北西面に当り、地質は領家式岩類の黒雲母角閃石花崗岩及び細粒黒雲母石英閃緑岩である（明日香村史刊行会 1979）。植生は、こ

の谷のほぼ全域が 1960 年代に植林されたスギ・ヒノキの森林で覆われており、森林内は尾根部を除いて下生えがまばらである。

2.1 斜面形状

図 4(1)の調査斜面の中央線が土層の変位量を測定した測線である。測線に沿う斜面の縦断面形を図 4(2)に示す。この図で、ピット 1 から 15 が土層の変位量を測定した位置(P1 から P15)である。

測定範囲は斜面の上部から中腹部に至る斜面に沿う距離約 30 m の区間である。P1 付近が尾根の中央である。そこから P7 までは斜面の区分で上部斜面で、全体として凸型形状を示し、田村 (Tamura, 1969, 田村, 1987) が行った谷の地形分類では、Crest slope に相当する。P3 から P7 にかけての平均傾斜は約 35 度である。P7 と P8 の中間には主要な傾斜の変換線 (地形的遷急線) がある。P8 から P15 にかけては中腹部斜面で、全体として直線型形状を示し、同じく田村の分類では、Side slope に相当する。平均傾斜は約 42 度である。P14 の下流側には、比高約 2 m の崖が存在し、P15 はその途中に位置する。この崖は 1982 年の豪雨による崩壊によってできたもので、その時、これより下の谷頭部分に存在していた斜面物質が崩壊した。同時に、崩壊部分の森林植生が破壊されたが、その後直ちに植林され、約 15 年でほぼ回復している。

図 4(3)は対象斜面の等高線間隔 1 m の地形測量図である。斜面の表面には、等高線形状には表れない数十センチ起伏の細かい凹凸が存在し、その凹凸を形成する小さな崖の群れが観察される。それらは、Ishii(1981)が指摘する斜面の微形状(micro-form)に相当するものである。それらの小さな崖の輪郭のスケッチを図中に記した。

2.2 土壌断面の観察

土層構造

15 のピットの土壌断面を観察した結果を図 5 に示す。この斜面は風化花崗岩からなり、土層の A 層・B 層合わせた厚さは約 60 cm である。土層の構造は、最上部に A₀層を含む A 層 (厚さ約 10 cm)、その下に B 層 (厚さ約 50 cm) がある。B 層はその層相から 2 つに分けられる。相対的に粘土分が多く、森林褐色土壌が発達している上部 (厚さ約 20cm、粘土質 B 層と呼ぶ) と、その発達が未熟で砂質である下部 (厚さ約 30cm、砂質 B 層と呼ぶ) である。B 層の下は BC

層又は C 層（厚さ数 cm から数 10cm）であり、更にその下は土壌化していない風化帯から基岩に移り変わる。

土層の各部分を更に観察すると、A₀層を含む A 層は未分解の枯れ枝・枯れ葉と腐植を多く含み、黒色を帯びている。粘土質 B 層は腐植を含み、土の団粒構造が発達し、木の根系密度が高い。鉱物粒子は石英が主として観察される。砂質 B 層は白っぽい褐色を呈し、石英と共に長石粒子が多く観察され、風化前の母岩の構造が残っている。木の根系は、鉛直根の貫入は見られるがまばらである。粘土質 B 層と砂質 B 層の境界は肉眼観察によって区別し得る。その下の BC 層又は C 層は、石英・長石と共に雲母粒子が含まれているために灰白色を呈する。B 層と C 層の境界は不明瞭であり、両者の中間的な特徴を備えた部分を BC 層と呼んでいる。

土層構造の斜面に沿う変化について述べると、P7 より上方の上部斜面の土層は、乱れの少ない花崗岩の風化残積土の層相をしている。それに対して、P8 よりも下方の中腹部斜面のそれは、B 層上部の土壌がかき混ぜられたようなルースな層相をしている。B 層下部についてはよく分らない。また、P15 よりも下方の崩壊部分の土層は、試験的に掘った穴の断面で見ると、粘土・礫混じりで褐色をした崩積土からなる。更に、中腹部斜面の下半部の P12 から P14 にかけて、還元状態になっている土層部分が観察され、その部分は暗い緑色がかった灰色を呈する。また、斜面に沿って土壌の厚さは厚くなったり薄くなったりしている。図 5 で、A 層と粘土質 B 層を合わせた部分の土壌の厚さは P2, P7, P12, P15 で相対的に薄くなっており、それ以外の所は相対的に厚い。

土壌パイプ

この斜面の土層の上部には幾つもの土壌パイプが観察される。図 5 に示した土壌パイプは、1992 年 8 月に土層の変位を測定するためのマーカーを設置するためにピットを掘った時に、ピットの上流側の土壌断面で観察されたものである。この図によると、土壌パイプは A 層と B 層上部に分布し、A 層にあるパイプは殆ど中が空洞であるが、B 層にあるパイプは中に土が満たされたものが多い（以後、これを土詰まりパイプと呼ぶ）。

空洞のパイプと土詰まりパイプがあることは、土壌パイプを通じた局所的な土の移動があり得ることを示唆する。B 層の土詰まりパイプは P4 から P7 の上部斜面の土層に多く、中腹部斜面では P12 以外では観察されていない（空洞のパイプは見られる）。その理由は、中腹部斜面では B 層上部の土壌が非常にルースで空隙が多いことから、土詰まりパイプができにくい、又はできても壊れるためではないかと考えられる。

2.3 簡易貫入試験

斜面表層の風化状況を知るために、土層の変位量の測定を行った各ピットに近接する 15 地点について簡易貫入試験を行った。図 6 は P1 地点の結果である。貫入抵抗値の鉛直分布には、深さ方向に単調に増加する変化成分の他にサイクリックな変化成分が見られる。これは奥西ほか(1993)によって解釈すれば、花崗岩の岩体にあらかじめ入っている節理線に沿ったものである。

土層と風化帯の分類

この斜面で調査した土層の間隙比と貫入抵抗値の関係を図 7 に示す。この図で A 層及び粘土質 B 層の土層は N_{10} 値 1.5 以下で、間隙比 1.5 以上である。砂質 B 層より下については風化状況の変化と共に N_{10} 値が変化する。間隙比は 1.5 以下である。この内容と奥西・飯田(1978)、及び沖村・田中(1980)の分類を基にして、測定斜面の風化帯の部分の貫入抵抗値により次のように分類した。また、図 6 にはその区分を図示した。

- ① 特に軟弱な層 … $N_{10}=1.5$ 以下、間隙比 1.5 以上、土層の A 層及び粘土質 B 層に当る。
- ② 軟弱層 … $N_{10}=1.5$ から 5、間隙比 1.0–1.5、同じく砂質 B 層に当る。
- ③ 軟弱層への漸移帯 … $N_{10}=5$ から 10、間隙比 0.7–1.0、同じく BC 層又は C 層に当る。
- ④ 土壌化していない風化帯 … $N_{10}=10$ から 30、間隙比 0.7 以下。
- ⑤ 風化帯への漸移帯 … $N_{10}=30$ から 50。
- ⑥ 基岩 … $N_{10}=50$ 以上。

図 8 に測定斜面の簡易貫入試験結果、及び上記の分類の境界をなす N_{10} 値の等値線を示す。ピットを設置した後に近接地点で貫入試験を行ったので、図中の P1–15 と矢印で示した貫入試験位置は少しずれている。 N_{10} 値の等値線については、一つの鉛直断面に等値が複数回現れる場合は、最も地表面に近い深さを示した。

風化部分の厚さ

この斜面で N_{10} 値が 50 以下の部分の厚さは、上部斜面の P1 から P5 付近では約 1.6 m とやや厚く、遷急線 (P7 と P8 の中間) 近くの P6 から P10 までは約 1.2 m と薄く、遷急線から下方に離れるに従って厚くなり、P12 から P14 では 2–3 m である。P15 では再び 1.2 m と薄くなる。

貫入抵抗値の分布の特色

沖村・田中 (1980) の結果に照らすと、風化花崗岩からなる斜面で貫入試験結果について表層崩壊との関係で注目される部分は、③の土壌化していない風

化帯から土壌の軟弱層への漸移帯である。この部分が不規則な分布をする場合は、崩壊との関係が疑われる。また、逢坂ほか(1992)も、急激な貫入抵抗値の分布の変化は崩壊に関係している場合が多いことを指摘している。

図 8 の上部斜面の P6 から P7 の断面では、③の部分が欠けている。また、中腹部斜面の P10 から P13 の断面では、②と③の部分が薄い。これらは、いずれも土壌の深さ 60 cm 付近の B 層底部で貫入抵抗値の分布が急変することを示し、何らかの破壊様の動きがその付近で起こっている可能性を示す。

2.4 土の分析

この斜面の土壌の物理的性質を知るために、図 9 の 10 地点の幾つかの深さで 100 cc カップの採土円筒で土壌試料を採集し、持ち帰って実験室で分析した。10 地点は S0, S3, S9, S14, S14L, S20, S22, S24, S26, S30 で、そのうち S14 は P7、S24 は P12、S26 は P13 の表層土のクリープ量を測定したピットのマーカーを設置した側とは反対側の壁面を掘って採集したものである。採集地点の名前の S の字の後の数字は、尾根からの距離(m)を示す。

分析方法は、まず、試料を 110℃ 炉乾燥の後、ビニールシートに入れて口を縛り、1.5m の高さからコンクリートの床に 30 回落下させて調製した。その後、試料を乾燥ふるいにかけて、425 μ のふるい目を通したものについて、JIS A 1202 により比重を測定した。更に、800℃ で強熱した。また、水ふるいで粒径 63 μ 以下の粒径の物質を取り出し、自然・遠心沈降式粒度分析装置にかけた。勿論、各処理の前後では、試料を秤量及び計算をして重量を求めた。分析結果の一例を、尾根地点 S0 の試料について、図 10 に示す。同図 (1) の土壌断面の黒丸が試料の採集位置を示す。以下順に、(2)三相比率・(3)間隙比・(4)粒子比重・(5)強熱減量及び (6)粒径分布である。

三相比率

図 10(2)に示すように、深さ 60cm 付近までの表層土は、体積の 10–30 % が液相、30–40 % が気相、30–50 % が固相である。以下に示す例外を除くと、この比率はこの斜面の他の地点の同じ深さの試料でも大きくは変わらず、この斜面の表層土が、空隙が非常に多く、含まれている水分の割合が少ない土壌であることが分る。例外は S24 及び S26 (P12 及び P13) の試料で、固相部分の比率は変わらないが、液相部分が 40 %、気相部分が 20 % で、他の部分に比べて含まれている水分の割合が多い。

粒子比重と強熱減量

図 10(4)は腐植を含んだ土の粒子比重を測定した結果を示す。その値は A 層

では 1.3 と小さく、深さと共に増加するが、深さ 20 cm より下では約 2.7 で石英の比重に近い。その大きさと分布は他の地点でも殆ど変わらない。また、(5)の強熱減量（重量比率）は、A 層では約 20 %、B 層では 5—10 %であり、これらの比率は他の地点でも大差ない。更に、強熱減量後の土の粒子比重を調べたが、すべて 2.5—2.8 の間にあった。つまり、この斜面の A 層では、腐植とそれに含まれている水分及び鉱物中の結晶水の量が多いが、B 層では、それらは急激に減少し、深さ 20 cm 以下では非常に少ない。

2.4.1 間隙比と粘土・シルト粒径の物質の比率

間隙比と粘土・シルト粒径の物質の重量比率は表層土の移動に関係する物理的性質として重要であるので、図 11 に 10 地点の値をすべて示す。

間隙比

図 11(1)の各土壌断面において、間隙比の値は地表面に近づくほど増加する。ところが、S0 の深さ 40 cm、S14 の深さ 40 cm、S20 の深さ 60 cm、S24 の深さ 40 cm、S26 の深さ 60 cm、S30 の深さ 40 cm 付近に下位層よりも間隙比が小さい部分がある。これらは小さな間隙比分布の逆転を示している。風化花崗岩における間隙比分布の逆転は、西田(1986)などによれば、土層の再圧縮によると解釈される。再圧縮が現れる間隙比は 1.0 から 1.5（間隙率 50—60 %）である。ここでは試料数が限られており、その値の変化も小さいので、間隙比分布の逆転が有意なものであるかどうかは分らない。しかし、有意なものであるとすれば、その原因として、土層に何らかの変形が起っており、その影響による再圧縮、即ち粒子の再配列が起っていることが考えられる。

粘土・シルト粒径の物質の比率

図 11(2)に粘土粒径（ $1\ \mu$ 又は $5\ \mu$ 以下）の物質とシルト粒径（ $5\ \mu$ から $63\ \mu$ ）の物質の積算重量比率を示す。中腹部斜面の下半部（P12 から P14）の土壌を除くと、この斜面の表層土の大部分は粘土粒径の物質の比率が 15%以下であり、粒径比率上は砂質土に分類される。しかし、粘土粒径の物質が少ない中でもその分布は不規則であり、それが砂質土の強度差を形成していると推定される。

そこで、粘土粒径の物質の比率の分布の特徴を見る。鉛直分布については、全般的に土層の上部ほど粘土分は多い傾向がある。しかし、それとは異なった不規則な分布が見られる。例えば、S0 の断面においては、その分布のピークが深さ 20 cm 付近である（これは粘土粒径の物質が A 層から B 層上部に降下集積したものであると解釈される）。また、S3 や S14 は B 層下部にも粘土分の分布が相対的に多く、S24 及び S26 は B 層下部の広い範囲で粘土粒径の物質の比率が高い。粘土粒径の物質の比率の斜面方向の分布については、斜面の上部の S0 から中腹部の上半分の S22 の断面においては、粘土分が最大で十数パーセント

であるが、斜面の中腹部の下半分の S24 から S30 の断面では最大で 30 から 55 % と大きい。このように粘土粒径の物質の比率が不規則な分布をする理由は、それが地下水の水流力によって土層内を移動するためであると考えられる。

2.4.2 透水係数

図 12 に S14L 地点における土の分析結果を示す。そのうち(4)が飽和透水係数の値である。測定方法は、300 ml の乱さない土壌試料について定水位式で行った。透水試験は 2 分間ずつ 3 回（透水時間の合計は約 12 分）行った。図 12 に示している値はいずれも 3 回目の値である。

この土壌断面では、深さ 5 cm の A 層よりも深さ 15 cm の B 層の方が透水性が良い。これは、図 12(2)で見られるように、深さ 15 cm 深の方が空隙が多いためである。この斜面では、全般的に粘土質 B 層は他の部分に比べて透水性が良い。これはこの層が多空隙で、土壌が団粒化しているためであろう。また、図 12(4)で見ると、砂質 B 層の上部(深さ 38 cm 付近)は周りより透水性が悪い。しかし、砂質 B 層の底部から C 層にかけては透水性が良い。

飽和透水係数と間隙比及び粘土・シルト粒径の物質の比率の関係

図 13 は、S14L の 5 個の試料（図 12 で示したのと同じ）と S22 の 2 個（深さ 20・45 cm）の試料、また、S26 の 3 個の試料（深さ 20・42・80 cm）について、飽和透水係数の測定結果を間隙比との関係で整理したもので、図中の黒丸の横の数字は、その試料の粘土及びシルト粒径の物質の重量比率である。

この図によると、S14L と S22 の試料の飽和透水係数の値は、 1×10^{-2} cm/sec ないし 3×10^{-2} cm/sec である。一方、S26 では、3 つの深さのうち 2 つの深さの試料に、他の試料よりも 1 オーダー小さい飽和透水係数の値が見られる。それらは深さ 42 cm と 80 cm で、図 5 に示した還元層の部分に当たる。図 13 で飽和透水係数の値の変化と間隙比及び粘土・シルト粒径の物質の比率との関係を見ると、飽和透水係数の値は、間隙比 1.5 以上では粘土・シルト比率のいかんに関わらず大きい。しかし、間隙比 1.5 以下では、粘土・シルト比率に左右される傾向が見られる。粘土・シルト比率が高ければ、飽和透水係数の値は小さい傾向がある。また、特記すべき事項として、S26 の土壌の深さ 80 cm の試料は、粘土・シルト粒径の物質の比率が 20% でその殆どがシルト粒径の物質であるが、透水試験の 1 回目と比べて 3 回目は透水係数が約 70 % 低下した。この原因は、シルト粒径の物質が水流力によって動くことによって、この層が目詰まりしたためであると考えられる。以上のように、飽和透水係数の値は間隙比との関係で変化するが、粘土・シルト比率によっても変化し、それは、粘土・シルト粒径の物質が水流力によって移動し得ることに関係しているらしいことが覗かれた。

2.4.3 粘土鉱物の分析と還元層の原因

この斜面の下部、即ち図 5 の P12 の 60 cm 以深と P13 の 30 cm 以深（土壌試料では図 11(2)の S24 と S26 のそれぞれの深さ）の土層は還元状態にある。そして、P12 の深さ 60–80 cm と P13 の深さ 30–60 cm の固体物質の重量の 30–55 % が粘土粒径の物質で、その殆どが 1 ミクロン以下のものである。この粘土粒径の物質が還元層の成因と性質に関係していると考えられる。そこで、この粘土粒径の物質を過酸化水素水で処理し、X線回折した。また、斜面の他の部分の粘土粒径の物質と比較するため、斜面の中央近くに位置する S14L の試料も同様に分析した。

その結果を図 14 に示す。S14L の 17 cm 深では黒雲母が風化したバーミキュライトが多く、カオリン鉱物がそれに次いで検出された。バーミキュライトの判定には、エチレン・グリコールと 300℃・500℃の強熱処理をした。また、カオリン鉱物の判定には、塩酸で煮沸処理をした（吉岡・高谷 1978）。一方、S26 の深さ 60 cm ではカオリン鉱物が多い。次いでバーミキュライトが少量検出された。そして、この試料については、粘土と水を分離することが非常に困難であった（粘土の分別の際、他の試料は遠心分離器で 2000 回転/min. で 10 分間を数回繰り返すことで分離できたのに対して、この試料は、4000 回転/min. で 30 分間を数回繰り返して、やっと同定可能な量の粘土を分別収集した）。また、粒径 0.25 から 3.8 ミクロンの物質の中に遠心分離器で分離し難い成分があった。これをフィルター（0.25 μ と 3.8 μ ）で濾してX線回折したところ、カオリン鉱物であると判定された。この鉱物が遠心分離器で分離されなかった原因としては、粒子が小さいことと、この試料の中に腐植コロイドが多く含まれていて、細粒鉱物とそれ以外の物質の分離を妨げていた可能性が考えられる。

この結果からすると、S26 付近の還元層の原因として関係があると考えられる事柄がいくつかある。それらは、①斜面の上流より移動したと推定される粘土粒径の物質がこの部分の砂質 B 層の中に大量に含まれていること、②その部分の下位に当たる深さ 80cm 付近の土層で、シルト粒径の物質が目詰まりを起こす可能性があること、及び③粘土粒径の物質と腐植コロイドの結合が推定されることから、生物活動の影響がうかがわれることである。

2.5 樹木の存在がソイルクリープに与える影響

樹木のある斜面では、木の根が土壌を緊縛して土の移動を阻止する効果があることが一般的に知られている。図 15 に示すように、測定斜面には 4–5 m²に 1 本の割合で、植林され間伐され残ったスギ・ヒノキが生育している。その森林

の中で、クリープの測定は、斜面傾斜に沿って尾根から中腹部斜面の下端まで、樹幹に遮られずに見通せる測線（P 測線）を選んで行なった。P 測線から距離 0.8 m 以内に樹木の樹幹が存在するのは P1 の下流側と P9 の下流側の 2 箇所だけであるが、位置関係から推定すると、前者は P2 から P15 までの土の移動には影響していない。後者は P9 地点の土の移動に影響している可能性があるが、P9 地点を除く P2 から P15 の地点では、樹木の根が表層土のクリープを阻止する効果は少ないと言える。

また、樹木の存在は測定斜面に空隙の多い土壌を形成するために影響していると考えられる。観察によると、この斜面では地表面から数 m の高さまでの空間を樹冠で覆われており、むき出しの裸地に比べて温度及び土壌水分状態が緩和されている（この点については、次節で地温・土壌水分データを示す）。更に、森林内部は下生えが少なく裸地に近いが、土壌表面には払われた下枝や落ちた花や実など有機物の供給が日常的にあり、（特に夏季においては、）土壌中にそれを分解する微生物の活動が活発である。穏やかな温度・水分環境が土壌中の生物の活動を活発にしていると見受けられ、団粒化した空隙の多い柔らかい土壌が形成されている。いわゆる森林土壌である。

3. ソイルクリープ発生の原因としての 土壌の温度及び水分状態の変化

3.1 地温変化

土壌の凍結・融解または霜柱の生滅によって斜面物質のクリープが起きることが一般的に知られている。測定斜面でも、冬季の土壌凍結及び霜柱によるソイルクリープの存在が推定されたのでその調査を行った（園田 1989）。土壌の動きの原因である地温の変化は、自記温度計を用いて土壌の深さ 2 cm で測った。また、肉眼観察を併用して土壌の凍結及び霜柱を確認した。測定期間は 1987 年から 1989 年の 3 年間である。

図 16 は 1987 年及び 1988 年の測定斜面及びその近辺で測った冬季の土壌の深さ 2 cm の地温である。1987 年の地温の測定位置は図 4(1)の T1 で、森林植生が失われた崩壊地の一角である。この地点の地温は、斜面が西向きであるために夕方に大きく上昇し、日較差が大きい。それに対して、1988 年の地温の測定位置は T2 で、土壌の変位量を測ったのと同じ斜面内にあり、北西向きで森林植生

に覆われているために地温の変化の幅が小さい。図 16 によると、一冬に数回、地温が 0℃以下になることがあり、そのような時には土壌の凍結が確認される。凍結深は 1–3 cm であった。

また、地温測定は一年を通じて行ない、1988 年の日最低地温の変化は図 17(1) のようであった。土壌の深さ 2 cm の地温は、気温との関係が密接である。その関係を参照するために、奈良地方気象台地点における日最高気温と日最低気温の年変化を図 17(2)に示した。

3.2 土壌水分状態の変化

測定斜面では、土壌の水分状態の変化が原因となって起きるソイルクリープを調べるために、テンシオメーターで土壌水のサクションを測定している。図 18 の中段が 1987–1990 年のこの斜面の 3 つの地点における深さ 10・30・60 cm の土壌水のサクションの測定結果である。3 地点は土壌の変位を測定した測線に対して約 2 m 南側に離れた平行線に沿っており、尾根からの距離それぞれ 9 m・22 m・30 m 下がった所（図 4(3)の SU1・SU2・SU3）で、それぞれ順に、測定斜面の上部・中腹部・下部に位置する。一方、図 18 の上段は、測定地から約 2 km 離れた明日香村役場地点の雨量を一週間雨量で示している。また、同図の下段は奈良地方気象台地点の雨量で、3 ヶ月先行雨量を示している。

土壌水のサクションと明日香村役場地点の雨量（一週間毎の雨量）との関係を述べると、時おり中小規模の降雨（雨量規模が 100 mm 未満）が見られる通常の期間においては、測定斜面の土壌水のサクションは、水銀柱で十ミリから数百ミリの間を上下し、土壌は適度に湿っている。これは、森林植生の影響によるところが大きい。また、中小規模の降雨で土壌の深さ 10 cm の土壌水のサクションが負の値（圧力水頭が正の値）になることがあるが、これは、腐植の多い A 層だけが水分を含んで飽和になったもので、深さ 30 cm、60 cm の土壌水のサクションの値が共に負になることは少ない。2 週間雨量が百数十 mm 以下の場合は、以上のように測定斜面の土壌全体は不飽和な状態にある。ところが、2 週間雨量が 200 mm を超える多雨時には、深さ 30 cm、60 cm の土壌水のサクションが負の値になり、表層土が飽和状態になる場合が生じる。全面飽和に近い状態になる場合については、5 章で述べる。

3.3 ソイルクリープの原因とその影響範囲

測定斜面で観察又は推定されるソイルクリープの種類は、土壌の深さによって異なる。それらは、測定斜面の平均的な土壌断面と間隙率の分布について示すと、図 19 のようになる。

土壌の最上部の A₀ を含む A 層では、土壌凍結と雨滴衝撃による土壌の動きが観察される。A 層から B 層上部（粘土質 B 層）にかけては、土壌パイプが観察され、それに関係した土の移動が観察される。この土壌部分では、植物・微生物・小動物などの生物活動が活発で、パイプに関係した土壌の動きも又、その影響を受けていると考えられる。また、A 層及び B 層上部は、粘土分の含まれている比率が他の部分に比べて多いために、土壌の湿潤・乾燥及び温度変化による体積膨張と収縮による土壌の動きが発生している筈であるが、肉眼では観察できない。特に、そのうちの温度変化による土壌の動きは、測定斜面が森林植生に覆われて北西向きで地温の日変化の幅が狭い（図 16, 1988 年）こと、土壌間隙が多い（間隙率は A 層及び B 層上部で 60–70 %）ことから、測定斜面では小さいと考えられ、無視しても結果に大きな影響はないものと考えられる。最後に、A 層から BC 層又は C 層までの表層土全体については、顕著な飽和斜面流が発生する際に、その水流力による変位が起っている可能性があり、それは肉眼では観察できないが、方法を用いれば調べられる。以上の、発生する位置と原因が異なるいくつかの種類ソイルクリープについて調査を行ない、その結果を次節以降に示す。調査は、凍結の影響の有無によって、A 層と B 層に分けて行なった。

4. A 層のクリープ量の測定

この章の内容は、Sonoda and Okunishi(1994)の中で著者が行なった A 層のクリープ量の測定及びその分析結果を基にしている。

A 層のクリープ量の測定は、マーカー法を用いて測定斜面の 4 ヶ所で行った（図 4(3)）。1 ヶ所 (30 × 30 cm) に各 9 ポイント、土壌表面にケント紙と発砲スチロール製のマーカー (2 cm 角) をピンで取り付け、その位置の変化を自作のポイントゲージで追った（図 20(1)）。また、側面に透明板を取り付けて、深さ約 15 cm までの土壌の断面が観察できるようにした。測定単位は 1 mm である。また、マーカー設置地点の土壌の表面の形態の変化をスケッチし、写真に撮った。測定期間は 1988 年と 1989 年の 2 年間である。

従来の研究 (例えば Davison 1889; Kirkby 1967) によると、凍結・融解によるソイルクリープは、土壌凍結が起ると土壌が斜面に垂直に持ち上げられ、融解すると鉛直方向に近い方向に落ちる、その繰り返しのことによって起きると言われている。測定斜面で観察・測定した動きは、基本的にはその内容から外れていないが、それと異なる特徴もあった。

測定斜面は北西向きで、森林植生に覆われているために日中でも地温の上昇が小さく、凍結した土壌がその日のうちに融解しないことが珍しくない。そのために、持ち上げられた土壌がそのまま崩れずに残ることがある。そうすると、一回の凍結・融解のサイクルに対応した動きは明確でなく、複数のサイクルが重なって季節的な動きをする、また、A層の土壌物質が集合してに動くことが特徴であった。

1988 年のマーカーによる測定及び観察結果により、具体的に説明する。図 20(2)は M1 及び M3 地点の鉛直断面に投影したマーカーの変位図である。この冬、最初に気温が 0℃以下になったのは 1 月 25 日であった。その時の凍結深は 1.1cm であったが、肉眼観察で土壌の特別な変化は観察できなかった。2 回目に気温が 0℃以下になったのは、2 月 3 日、4 日であり、凍結深は 3.3 cm であった。その時は顕著な変化があり、まず、土壌が白っぽく硬くなった。これは凍結による氷晶析出のための水分の吸い出しにより、土壌が乾燥したためである。そして、マーカーが 1 mm から 5 mm 上昇した。これは凍上による。また、透明板を通して土壌断面を見ると、約 10 cm 厚さの A 層の上部 (深さ 0-5 cm) に A 層の土壌物質が集中し、その下の A 層下部 (深さ約 5-10 cm) に空洞ができていた (図 20(3))。そして 2 月 9 日までそのままであり、更に 2 月下旬までその状態が続いたと推定される。そして、2 月 23 日から 28 日までに降った雪と雨によって土壌が水分を含むと、持ち上がった A 層の土壌物質がブロックに分かれ、崩れ始める (2 月 28 日にマーカーが下降していたのはそのせいである)。土壌の表面にはクラックが生じ、あるいはドリーネ状に穴が開いて、その下の空洞が顔を出している (図 20(4))。3 月 11 日には再び土壌が持ち上がり、クラックが全域に広がって土壌ブロックに細かく分かれている。2 月 28 日から 3 月 11 日までの土壌の変位量が大きい理由は、乾燥していた土壌が吸水膨張したのか、それとも、3 月 6 日又は 9 日頃に凍結があったために持ち上がったのか、肉眼観察ができていないので分らない。その後、3 月 15 日頃に降った雨によって、3 月 21 日には A 層の土壌物質が激しく崩れ落ちている (一斉崩落と言える)。2 月 3・4 日の土壌凍結によって出現した A 層下部の空隙は、2 月 28 日以後消滅を始め、3 月 21 日には完全になくなっていく (図 20(3))。一斉崩落以後は降雨の度にマーカーの移動が進み、11 月下旬までにはマーカーが殆ど土壌から分離して斜面下方に転がり落ちた。観察によると、3 月 21 日の一斉崩落以後は、マーカーの動き

と土壌マスの動きは一致しない場合が多い。

この観察及び測定によると、冬季にある程度以上(深さ 3 cm 以上)の凍結があると、A 層の土壌物質が集合して斜面に垂直な方向に持ち上がり、その後の春季から夏季にかけての降雨によって、土壌物質が水分を含んで緩み、崩れて鉛直方向に近い方向に落ちる。それによって A 層全体の斜面下方への変位が起り、これがソイルクリープと見なせる。1988 年のこのような A 層全体の変位による土壌の斜面下方への平均移動量は、1 年に約 1 cm と見積もられた (Sonoda and Okunishi 1994)。

5. B 層のクリープ量の測定

Sonoda and Okunishi (1994) 及び園田・奥西(1999)に基き、この章の議論を進める。この研究では、観測方法の改良と測定精度の評価を奥西と著者が共同で行い、現地測定と測定結果の解釈は主に著者が行った。

5.1 測定方法

5.1.1 土壌水分条件

豪雨によって斜面の表層土が飽和し、顕著な飽和斜面流が発生するようになると、その流動圧が土壌骨格に作用するために、表層土に何らかの変位が発生することが予想される。しかし、飽和帯の範囲が表層土のごく一部分である場合には土壌の変位は非常に小さい (園田, 1996) ことが分っているので、飽和斜面流の力によってある程度大きな表層土の変位を生じるためには、全面飽和に近い状態であることが必要である。

測定斜面では、1987 年 5 月から 1990 年 9 月の台風時まで、テンションメーターを用いて 3 箇所(深さ 10・30・60 cm)の土壌水のサクションを測定している。ところが、この期間は表層土の変位量を測定した期間 (1992 年 8 月から 1994 年 11 月まで)とは一致しない。従って、まず 1987 年から 1990 年までの期間について全面飽和に近い土壌水分状態が発生した時を調べ、その発生と原因である降雨条件との関係を調べた。次に、得られた関係を用いて、降雨条件から 1992 年から 1994 年の期間で全面飽和に近い土壌水分状態が発生した時を推定した。

斜面の土壌が全面飽和に近い状態になる時の降雨条件は、短期間に大量の降雨量があること、または先行降雨量がある程度以上あった上に短期間にまとまった降雨量があることである。測定斜面を含む 1 次谷の出口における溪流の流量の測定結果（園田, 1993）によると、この谷では、1 日ないし 2 日間に降る 1 降雨によって起きる流出の中で、直接および中間流出成分が見られる期間は数日間であり、複数の降雨が連なる豪雨でも、一連の降雨による直接および中間流出期間は 2 週間以内である。よって、降雨が短期的にこの流域の土壌の水分状態に影響を与える期間は 1 ないし 2 週間であると考えられる。また、1987 年から 1990 年の測定斜面における土壌水のサクシヨンの測定結果によると、同じ雨量規模の降雨でも飽和状態が発生する場合としない場合があり、発生する場合は先行降雨量の影響が推定される。そこで、測定斜面の土壌の飽和状態の発生と 1・2・3 ヶ月先行降雨量との関係を調べた。その結果、3 ヶ月先行降雨量との関係が良いことが分った。以上のことから、土壌水分状態の観測期間が短いので確定的でないが、短期の雨量は 2 週間雨量、長期の雨量は 3 ヶ月先行雨量が測定斜面の土壌水分状態に関係が深いとして、降雨条件を議論する。用いたデータは、短期の雨量は測定斜面から約 2 km 離れた明日香村役場地点の値、長期の雨量は、データが入手し易いことから、測定地に最も近い気象台である奈良地方気象台地点の値である。2 つの地点の雨量は高い相関（相関係数 0.95）を示し、奈良地方気象台地点の雨量に対して、明日香村役場地点の雨量は平均して約 11% 少ない。

5.1.2 表層土の変位量

5.1.2.1 測定方法の改良

従来、ソイルクリープの測定に用いられた方法は、土壌の変位量の斜面に平行な成分を測定するために設計されたものが多く、斜面に垂直な成分を測定するには適さないものが多い。しかしながら、短い期間の季節変化による土の動きは、あらゆる方向に動くことが分っている (Kojan, 1967 ; Young, 1978)。従来の測定方法の中でヤング・ピット法は、変位量の斜面に平行及び垂直な成分が同等に測定できる数少ない方法である。また、長所として、しくみが簡単であること、ソイルクリープ量が直接測れること及び局所的な土の動きが知られることなどがある。一方、短所として、穴を掘ることによって土を乱すことの影響が大きいこと、感度が敏感でないため短期の測定には向かないこと及び誤差が大きいことがある。しかし、これらの短所を改良し、長所を生かせば、動きが大きい場合のソイルクリープの測定に使えると判断した。そこで、従来からのヤング・ピット法を 3 次元変位が測れるように改良して用いることにした。

オリジナルなヤング・ピット法 (Young, 1960, 1963) は、斜面に沿ってトレ

ンチを掘り、その壁面にマーカーを挿入し、トレンチの底面または土壌断面の中に設定した測量基準点に相対的にマーカーの位置を求める。それに対して、筆者らが改良したヤング・ビット法のマーカーと基準点の設置方法を図 21 に示す。まず、斜面を縦断する測線に 1 つの角を接するように三角柱の穴を鉛直方向に掘る。そして、測線に接する三角柱の 1 稜に沿って約 10 cm 毎に土壌中にマーカーを挿入する。マーカーはアルミ製の丸棒（直径 5 mm、長さ 10 cm）である。測量の基準点は、ビットの底に水平面を作るように A,B,C の 3 本の杭を打ち込んでその杭頭に設定した。マーカーと基準点の間の距離をスチールメジャーで精度 0.5 mm で測定する。ビットは測定の度に埋め戻した。斜面上のビットの間隔は約 2m であり、長さ約 30m の斜面区間に計 15 箇所のビットを配置した。設置したマーカーの総数は 108 個である。

この方法の改良点は次の 3 点である。まず、ビットの形を三角柱にして、マーカー周辺の土壌を乱すことの影響をできるだけ小さくした。また、ヤングの方法は斜面に沿った 2 次元位置だけを求めているが、測量基準点を 3 点にしてマーカーの 3 次元位置を求めた。更に、ヤング自身も彼の用いた方法の誤差が大きいことを認めているものの、誤差については議論されてこなかったため、誤差の見積もりを行った。

測点の設け方については、これまで地点で測られていたものを縦断面線に沿って測ることにした。従来のソイルクリープの実測は殆ど、ある地点で 1 次元的な変化を測定するものであった。測定する対象が凍結・融解プロセスのように浅い部分に限られる土壌の動きの場合は、斜面内の場所による違いは比較的小さいと考えられるので、それで良いかもしれない。しかし、それよりも深い部分を含む表層土全体のマスマーブメントを捉える場合は、3 次元又は 2 次元で捉える必要がある。今回は、斜面の傾斜方向の測線に沿って測点をできるだけ密に配置して測定し、現象の鉛直 2 次元縦断面形を得ることにした。そうすることにより、斜面の土壌を連続体と扱えた 2 次元解析が可能になる。また、斜面に沿った土の動きと斜面形状との比較が容易になる。そこで、斜面に沿ったビットの間隔はできるだけ小さく 2 m とした。一般に、穴を掘ることは土の強度を弱め、水文環境を変化させるために、これ以上間隔を狭めることは現実的に無理であろう。

5.1.2.2 マーカー座標と誤差の計算

図 21 で杭頭 A,B,C は水平面をなす。A を原点として、BC に平行（斜面上流向き）に Y 軸、BC と直交する水平方向に X 軸、X 軸と Y 軸に直交方向上向きに Z 軸をとる。B,C の座標を $B(x_B, y_B, 0)$ 、 $C(x_C, y_C, 0)$ 、杭間の距離を $\overline{AB} = c$ 、 $\overline{BC} = a$ 、 $\overline{CA} = b$ として $y_C = y_B - a$ である。更に、マーカーと杭頭の距離を $\overline{AP} = l_A$ 、 $\overline{BP} = l_B$ 、 $\overline{CP} = l_C$ とすると、マーカーの座標 $P(x, y, z)$ は次のようであ

る。

$$\begin{aligned}y &= (y_B^2 - y_C^2 - l_B^2 + l_C^2) / 2a \\x &= \frac{1}{2x_0} \left\{ l_A^2 - l_B^2 + x_0^2 + y_B^2 - \frac{y_B}{a} (y_B^2 - y_C^2 - l_B^2 + l_C^2) \right\} \\z &= \sqrt{l_A^2 - x^2 - y^2}\end{aligned}$$

次に、マーカーの座標の誤差を評価する。A,B,C の基準点は完全に固定され、その座標には誤差がないとして、 l_A, l_B, l_C の測定誤差 $\delta l_A, \delta l_B, \delta l_C$ に対する x の誤差 δx を求める式は次のようになる。

$$\begin{aligned}\delta x &= \left| \frac{\partial x}{\partial l_A} \cdot \delta l_A \right| + \left| \frac{\partial x}{\partial l_B} \cdot \delta l_B \right| + \left| \frac{\partial x}{\partial l_C} \cdot \delta l_C \right| \\&= \left| \frac{l_A}{x_0} \cdot \delta l_A \right| + \left| \frac{y_C \cdot l_B}{a \cdot x_0} \cdot \delta l_B \right| + \left| \frac{y_B \cdot l_C}{a \cdot x_0} \cdot \delta l_C \right|\end{aligned}$$

同様に、 y の誤差 δy を求める式は次のようである。

$$\delta y = \left| \frac{l_B}{a} \cdot \delta l_B \right| + \left| \frac{l_C}{a} \cdot \delta l_C \right|$$

また、 z の誤差 δz を求める式は次のように書ける。

$$\delta z = \left| \frac{\partial z}{\partial l_A} \cdot \delta l_A \right| + \left| \frac{\partial z}{\partial x} \cdot \delta x \right| + \left| \frac{\partial z}{\partial y} \cdot \delta y \right| = \frac{|l_A \cdot \delta l_A| + |x \cdot \delta x| + |y \cdot \delta y|}{|z|}$$

l_A, l_B, l_C の測定誤差をすべて 0.05 cm として、これらの式により、各ピットの深さ 20, 30, 40, 50, 60 cm の測点の座標値の誤差 $\delta x, \delta y, \delta z$ を求め、その鉛直分布を図 22 に示した。この図では、15 個のピットにおける誤差の中で最大、平均および最小の値を示した。 δx と δy はマーカーの位置が基準杭から高いほど大きく、20 cm 深における最大値はそれぞれ 2.1 mm および 2.3 mm である。また、 δz は深さとともに z の絶対値が小さくなるために増加し、50 cm 深では最大が 1.7 mm、60 cm 深では同じく 5.0 mm となる。最大値と最小値が大きく異なるのは、基準杭の相対位置を表す x_0, y_B, y_C が 15 個のピットで異なり、また、マーカーの深度が同じでもピットにより z の値が異なるからである。結局、この測定におけるデータの精度は、多くの部分で 2 mm 程度であるが、60 cm 深では δz が特別に大きい場合が多い。

本来は基準杭が変位することによる誤差と杭の間の距離の測定誤差も計算に入れる必要がある。測定の際に杭間の距離を測定したところ、45 本の基準杭の中で、ピット 3 と 5 の谷側の基準杭(C)が、A 期間の初めから終わりまでの間に 1 mm 動いているのが確認された。他の杭の移動は測定誤差の範囲(0.5 mm)内であった。しかしながら、2 本の杭の移動について、今回は補正していない。

上記の誤差評価に基いて、マーカー位置の誤差を最小とする測量基準杭の設

置条件は次のようにまとめられる。基準杭 A,B,C のなす三角形はできるだけ正三角形に近づけるべきである。この三角形は土層の厚さに比例して大きくする必要がある。また、マーカの位置は基準杭 A のできるだけ真上にくるようにし、基準杭の杭頭は最も深いマーカよりも十分深く設置する必要がある。このようにすれば、図 22 のグラフに現れた最小値の水準にまで誤差を縮小することができる。その縮小限界は 20–60 cm 深で、 δx と δy については 1.2 mm 程度、 δz については x, y の値にもよるが 0.8 mm 程度である。

マーカの変位量は、測定期間の初めと終わりに測定した座標 x, y, z の差 $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ が作るベクトルとして求められるが、ここでは斜面の鉛直 2 次元縦断面に沿う変位、即ち Δy および Δz について議論する。なお、 Δy および Δz は、変位量の 70–80% を占める。深さ 60 cm の Δz については測定精度が特に低い場合があるが、ここでは計算で求めたそのままの値を用いる。

5.2 測定結果

5.2.1 土壌水分条件

この斜面の表層土が全面飽和に近い状態になったと推定される時は、図 18 の図で、3 つの地点の深さ 30 cm 及び 60 cm で土壌水のサクシジョンの負の値が同時に現われる時で、そのような時は、この期間内では 1988 年 8 月末、1989 年 9 月及び 1990 年 9 月の 3 回である（1990 年 9 月は 2 週間に 300 mm を超える降雨があり、テンションメーターが測定不能になった。この時、3 地点の深さ 30 cm と 60 cm の土壌水のサクシジョンはすべて負の値であったと推定される）。3 回の時の降雨条件を明日香村役場地点の雨量と図 18 下段の奈良地方気象台地点の 3 ヶ月先行雨量で調べると、3 ヶ月先行雨量は 200 mm 余りで 2 週間以内に 300 mm 以上降った場合、または 3 ヶ月先行雨量が 300 mm 以上で 2 週間以内に 200 mm 以上降った場合である。

一方、表層土の変位量の測定期間は 1992 年 8 月から 1993 年 11 月まで（期間 A）と 1993 年 11 月から 1994 年 11 月まで（期間 B）の 2 期間である（図 23）。奈良地方気象台地点で期間 A の雨量は 1800 mm、期間 B の雨量は 640 mm である。同地点の 1973 年から 1994 年までの過去 22 年間の平均年雨量は 1360 mm、標準偏差が 208 mm であることから、期間 A は（その期間の大半を占める 1993 年の年雨量が 1577 mm であることから）標準偏差程度の多雨期間、期間 B は年雨量が半分程度の寡雨期間であったと言える。前記の全面飽和に近い土壌水分状態が発生する時の降雨条件を用いて、図 23 で期間 A と B の土壌水分状態が全面飽和に近い状態になった時を推定すると、1993 年 7 月と 9 月である。つまり、

A 期間の 1993 年 7 月初めに (3 ヶ月先行雨量が 200 mm 以上あった上に) 2 週間に 300 mm 以上降って斜面の表層土が全面飽和に近い状態になった後、継続して土壌が湿潤な状態が続き、更に 9 月に 2 週間に 200 mm 以上降って再び全面飽和に近い状態が発生したと推定される。B 期間については、全面飽和に近い状態の発生の可能性は低い。

5.2.2 表層土の変位量

図 24 に多雨期間 A と寡雨期間 B のマーカーの変位量 ($\Delta y, \Delta z$) の斜面の鉛直 2 次元縦断面における分布を示す。マーカーの動きは表層土の動きと一致していると仮定して議論を進める。そうすると、この斜面の表層土の動きの大きさは 1 年間に数 mm 程度で、その方向は全般的に斜面の下方を向いているが、各部分で複雑で、ばらつきも大きい。全部のうち 5 個のマーカー (A 期間のピット 14 の深さ 59 cm、B 期間のピット 3 の深さ 47 cm、ピット 4 の深さ 10 cm 及び 18 cm、ピット 5 の深さ 44 cm) は、周りの部分と異なった大きな変位を示しており (うち、4 個のマーカーは上向きの変位をしている)、これらのマーカーの動きは局部的で特異な土壌の動きを示している。その中には、土壌と離れたマーカー単独の動きを含んでいる可能性があるものもあるが、データの処理においては除外せず、特に断らない限り、他のものと同等に処理した。

斜面上の位置による変位量の分布を議論するために、15 地点の土壌の深さ 10 cm 毎の変位量を実測値から内挿により求めた。その際に、深さ 10 cm の平均値が内挿からは求められない場合が多かったため、ここでは深さ 10 cm の値を除外した。また、水平・鉛直な座標 Y と Z で測定した変位量の成分 $\Delta y, \Delta z$ を斜面に平行・垂直な座標 Y' と Z' について表した変位量の成分 u, v に変換し、これら u, v から変位量の詳細な分布を議論する。期間 A の u, v の分布は図 25(1)・(2) に、期間 B のそれらは図 26(1)・(2)に示す。 u を表した図では、+3 mm 以上の部分に影を付けている。また、+1 cm 以上の部分を白黒反転させている。マイナスの値の場合は、絶対値の大きい部分を四角で囲んで他と区別した。

次に、土壌の動きの性質を把握するため、変位量の成分 u, v からせん断ひずみ ε_{yz} を求めた。計算方法は、論文の最後尾の付録 4 に示す。計算結果を図 25(3) および図 26(3)に示す。それらの図では、土壌の破壊を示すと判断されるせん断ひずみの絶対値が 3×10^{-2} 以上 (土質工学会, 1992 参照) の部分に影を付け、値が 1×10^{-1} 以上で特に大きい部分を四角で囲んでいる。

5.2.2.1 平均的な変位量

図 27 は、図 25 および 26 の u, v の値から、A・B 期間を平均した年当たりの変位量の成分 u, v の土壌の鉛直断面における分布を求めたものである。A 期間の斜面方向の変位量の成分 u は、土壌の浅い部分で大きく、深さとともに小さくな

るが、深さ 20–40 cm と 50–70 cm に斜面に平行な面におけるせん断量(du/dz)が相対的に大きい部分がある。また、斜面に垂直な方向の変位量の成分 v について見ると、深さ 20–50 cm の部分では、土壌は斜面の内部方向に動いていることが分る。それに対して深さ 60 cm では、土壌が斜面の外部方向に浮き上がる動きを示す。ただし、この部分の測定値の精度が低いので確かではない。B 期間については、深さ 50 cm 以浅で斜面方向の顕著な変位が見られる。

u, v の平均的な鉛直分布より、平均的なソイルクリープ速度を求めることができる。測定斜面でソイルクリープが起こっている限界深の平均は鉛直深さで約 60 cm である。深さ約 20 cm からソイルクリープが起こっている平均的な限界深までの土壌の斜面方向への年当たりの平均的な移動量を平均ソイルクリープ速度として評価した。図 27 で深さ 20 cm から 60 cm までの u の平均は、A 期間について 3.1 mm/year、B 期間について 2.7 mm/year であった。一方、 u と同様にして求めた v の平均は、A 期間については 1.1 mm/year、B 期間については 0.9 mm/year であった。 v の内容は、内部侵食や風化を主としたものと考えられる。

5.2.2.2 変位量およびせん断ひずみの分布

測定斜面の表層土の変位量の具体的な分布を調べる。まず、図 25 に示す A 期間の変位について、土層の斜面方向の変位成分 u および斜面と垂直方向の変位成分 v は共に複雑な動きを示す。 u の分布 (図 25(1)) から、土壌はほぼ全面的に斜面方向に変位していることが解る。しかし、その中に変位量が大きい塊状の部分が 3箇所ある。ピット 3–8、10–11、14–15 である。これらの塊は単に斜面に平行に動いているだけではない。その動きの内容は複雑である。 v の分布図 (図 25(2)) では、特に斜面の上部のピット 3 から 7 で、土壌の上部に見られる斜面の内部方向の動き (値がプラス) と下部に見られる斜面の外部方向の動き (値がマイナス) の境界が深くなったり浅くなったりしており、土壌の動きの方向が土層の各部分で異なっていることが解る。この図から、ピット 3–4 と 5–7 は別々の動きの単位を形成していることが分る。それに対して、ピット 8 では、土壌全体が斜面の外部方向に動いているのが特徴的である。更にその下方のピット 10 から 11 (およびピット 12 の土壌の中・下部) の土壌は斜面の内部方向に動いているのに対して、ピット 13 では外部方向に動いている。ピット 14 では、(深さ 60 cm を例外として) 土壌全体が斜面の内部方向に動いているのに対して、ピット 15 は外部方向に動く傾向がある。つまり、 v の分布では土壌の斜面の内部方向の動き (ピット 3, 5–6, 10–11, 14) と外部方向の動き (ピット 4, 8, 13, 15) が斜面に沿って現れている。

また、A 期間のせん断ひずみ ε_{yz} は複雑な分布を示す (図 25(3))。ピット 3 から 7 では、せん断ひずみがマイナスで絶対値が 2.8×10^{-2} 以上の部分が、土層底部の 60–70 cm 深で斜面方向に連なっている。この連なりは、60 cm 深よりも

上の土壌部分がそれよりも下の部分との境界でせん断されて斜面方向に動いて、ここにせん断面が集中するゾーンであると解釈される。しかし、途中の深さにも、 ε_{yz} の絶対値が 3×10^{-2} 以上で土壌が破壊していると考えられる部分がゾーンをなしており、絶対値が 3×10^{-2} 以下でせん断の方向が同じで動きの一体性が推定される部分がブロックを形成している。この図から、ピット 3 から 7 の土層は、せん断破壊して一体性が失われているピット 3-4 と一体性が保たれている 5-7 の 2 つの土壌ユニットに分かれ、特にピット 5-7 は深さ 60-70 cm にせん断面の集中をもつすべりを形成していると推定される。ピット 14 から 15 については、深さ 20-40 cm と 50-70 cm でせん断ひずみの絶対値が 3×10^{-2} 以上で、土壌が破壊していると推定される。これは、崩壊によってできた崖の部分で土壌のせん断変形量が大きいために、土壌が破壊して押し出していることを示す。

次に、図 26 に示す寡雨期間 B の変位について述べる。 u の分布では、斜面方向の動きが 3mm 以上で顕著な所（ピット 3, 5, 10, 14-15）とそうでない所がある。 v の分布では、例外的に斜面の外部方向に動いている所がある（ピット 1 と 12-13）が、斜面の内部方向に動いている所が多い（ピット 5-8, 11, 14）。その中で、ピット 7-8 の土壌の動きは A 期間とは方向が逆である。せん断ひずみ ε_{yz} の分布では、ピット 3, 5, 10, (12), 14 でせん断ひずみの絶対値が 3×10^{-2} 以上であり、土壌が破壊していると推定される。これは、斜面方向の動きが顕著であった所と一致する。

B 期間の変位とせん断ひずみの分布の特徴は、A 期間に見られた斜面方向の動きが大きい塊の部分（土壌ユニット）との位置関係で整理できる。即ち、A 期間の土壌ユニットの上流側先端部に当たる所は、B 期間にも斜面方向の土壌の動きが大きく、せん断ひずみも大きい。この部分は、豪雨時に土壌がせん断破壊した部分が鉛直方向に連なり、ゾーンをなしている所、つまり、土層が鉛直方向に切れている所であると考えられる。それに対して、A 期間に土壌ユニットの中央および下流側部分として斜面方向に動いたがせん断ひずみが小さかった所は、B 期間には斜面方向の動きは小さく、斜面の内部方向に動いている。

5.2.2.3 変位量の水平・鉛直成分の分布

斜面に沿ったソイルクリープの動きの特徴を水平・鉛直座標で表した変位成分 $\Delta y, \Delta z$ で調べる。平均斜面勾配によって座標軸が変化する変位成分 u, v に対し、 $\Delta y, \Delta z$ は座標軸が一定であるので、特に Δy では、斜面勾配の変化によらないソイルクリープの特徴が見られる。図 28 は、各ピットの土壌の深さ 20-60 cm の $\Delta y, \Delta z$ の平均値を斜面に沿って示したもので、期間 A の値の上に期間 B の値を積算して示している。この場合は、平均値を求める際に、5.2.2 の最初に述べた特異な動きをする 5 個のマーカーの測定値を除いた。

Δy は、A 期間では、測定斜面の上部から中部にかけての区間で約 3 mm と大きく、その下方のピット 10 から 13 の区間で約 1 mm と小さい。ところが、B 期間では、逆にピット 10 と 12-13 で約 3 mm と大きく、その他の地点で約 1 mm と小さい。つまり、B 期間には A 期間の動きを補完するような動きが見られる。そして、2 期間の合計は、場所による差が小さく、平均して年間約 2 mm である。一方、 Δz は、A 期間に動きが大きかった所は B 期間でも動きが大きく、両期間を通じて場所による差が大きい。斜面に沿った分布では、鉛直下向きの動きが大きい所（ピット 3, 5, 10-11, 14）と小さい所（ピット 1, 4, 8-9, 12-13, 15）が現れ、それは、A 期間の v の分布で、斜面の内部方向・外部方向の動きが見られた所と一致する。

6. 飽和斜面流によるソイルクリープ についての数値シミュレーション

6.1 適用モデル

この章では、Sonoda(1998)に基き、豪雨時に顕著な飽和斜面流の力が働くために表層土のクリープが起り、特徴ある表層土の変位パターンが生じ得ることを示すために、弾塑性モデルによる有限要素法を用いた数値シミュレーションを行った内容を詳細に述べる。

弾塑性モデルによる有限要素法解析の適用

力学的解析に用いられる既存のモデルの中で、豪雨時のソイルクリープ現象の解析に最も適するものとして弾塑性モデルを用いる。その理由は次のようである。

1. 実測データの分析から、多雨期間の斜面の表層土の変位がせん断ひずみによって現れることが推定された（園田・奥西 1995）。その内容の展開が必要である。
2. 多雨期間の表層土の変位の実測結果では、表層土底部にせん断面の集中が推定された。それは表層土の斜面方向のすべりを意味し、その動きのしくみを解く鍵が土層下部にあることを示唆していた。
3. そこで土層の各深さで土壌サンプルを採集し、土の物理的性質を調べた。その結果、土層下部の土壌が浸水によって流動化し易いことが分った。
4. 他の研究者によっても、マサ土が浸水した場合にせん断試験における粘着力

の低下が大きいことが報告されている（例えば、丸井 1981）。またパイピングの発生のしくみの研究の中で、動水勾配 1.0 程度でマサ土が流動化する場合があることが報告されている（寺嶋・佐倉 1993）。

5. 土壌の中でも、マサ土は一般的に砂質であって、粘性的な挙動を示すことは少ない（谷本 1993）。よって、マサ土の変形を解析するモデルが粘性要素を含んだモデルでなければならないとは必ずしも言えない。
6. この斜面区間で実測されている土層の変位量は多雨年・寡雨年を平均して斜面に沿った方向に約 3mm/year である。それは斜面崩壊の変位の大きさではなく、微少の変位である。このような微少の変位は、斜面崩壊の場合に用いられるモール・クーロンモデルのような完全塑性モデルで解析するのは適当でない。
7. 斜面における表層土の動きは、降雨との関係で土層が斜面下方に動いたりその一部が斜面上方に戻ったりする現象であることが、傾斜計による自記観測（佐々木ほか 1994）及びストレイン・プローブによる読み取り式及び自記観測（Barr and Swanston 1970 ; Yamada 1997）のデータに現れている。
8. また、Goudie (1990) は、ソイルクリープに関して、1 年そこそこの短い期間に明確な斜面上向きの動きを測定している例があることを指摘し、これまでのソイルクリープに関するどの理論モデルでもその動きを説明できないことから、ソイルクリープを説明するために、従来のものとは異なったモデルが必要な場合があることを示唆している。

以上を基にして判断すると、この現象は斜面の表層の深さ数十 cm から 1m 内外といった浅い部分で起っており、土壌の強度が小さいために、水流力は大きくはないが、それが土壌を変位させ得る条件で起っている。そして、土壌水分状態の変化によって、変位が進んだり、又その一部が戻ったりする現象である。このような現象は弾塑性モデルで表現できると考えられる。完全塑性モデルでは、土壌が破壊すれば、即、斜面は全面的な崩壊に至る。それに対して、弾塑性モデルでは、表層土の最大変形部分が塑性変形か低レベルの破壊であって、斜面が全面的な崩壊に至らずに微少変形する現象が表現できる。

更に、弾塑性モデルを有限要素法と結合することによって、問題とする斜面の各部分における応力・ひずみ・変位の数値解を得ることができる。この研究では、斜面の鉛直 2 次元縦断面において有限要素法を適用する。

6.2 計算方法

計算に使用したプログラムは、井上・王（1984）をもとにして著者が手直したものである。使用した計算機は京都大学大型計算機センターの Fujitsu M-

1800 である。使用要素は三角形で、負荷は節点集中荷重および強制変位である。この解析は斜面の上層を連続体とみなしている。また応力・ひずみ関係についての静的解析であり、水分状態については飽和状態と自然含水比状態を考えている。

Drucker-Preger タイプの方法との違い

土質工学の分野では土構造物に対する弾塑性モデルによる有限要素法解析の適用が進んでいる（川本 1975；和泉 1975；Zienkiewicz 1975；田中 1979；川本・田中 1983, 1988）。それらの中では、Drucker-Preger タイプの降伏条件を用いる方法が主流である。それは粘性土で水圧的応力の影響を受ける土構造物の変形の解析のために提案された方法で、物質の粘着力を段階的に変えること、及び計算結果に体積変化が大きく出ることが特徴である。

それに対して、この斜面の表層土は砂質で空隙が大きいために土の粘着力が小さく、浸水による粘着力の低下が急激であり、又、粘土分の比率が小さいために、飽和によって発生する体積変化が小さいと考えられる。また、土層の厚さが薄いために発生する水圧は限られている。よって、前記の方法のように土の粘着力を段階的に変え、大きな体積変化を想定する方法で解析するのは必ずしも適当ではないと考えられる。むしろここでは砂質土の特徴を重視し、水圧は低くとも不飽和と飽和で土の強度が大きく変化することが主として問題にされるべきである。

マサ土の物理的な性質については研究が進んでおり（西田 1986）、浸水による強度変化についても調べられている（例えば 丸井 1981）。また、砂層を流れる地下水流が土壌骨格に及ぼす力について見積もりが可能である（奥西 1996）。これらを用いれば、Drucker-Preger タイプの降伏条件を用いなくとも、基本的な von Mises の降伏条件を用いた弾塑性解析が可能である。更に、ひずみ硬化過程だけに問題を限れば計算は厳密である。砂質斜面における地形学的ソイルクリープのような物性および応力の変化の微妙なバランスの上に成り立っている現象の解析には、von Mises の降伏条件を用い、ひずみ硬化過程だけを問題にした弾塑性解析を行う方が前記の方法を用いるよりも適していると考えられる。

6.3 理論

6.3.1 有限要素法の理論

弾塑性モデルによる有限要素法解析によって何がどのように求められるかを説明する。有限要素法では、ある構造物に任意の力または強制変位が加わった場合に、力の釣り合い上、各部分にどのような変位および応力・ひずみが生

じるかを計算する。従って input データは構造物の形状および材料定数・荷重条件・境界条件であり、output データは各部分の応力・ひずみ・変位である。次にその方法を説明する。

平面問題についての有限要素法による解析の理論をマトリックス法で説明する。マトリックス法による有限要素法の理論の基礎は Zienkiewicz ら (1971) にあるが、ここでは東町 (1993) をもとにして筆者が細部の展開と説明の補充を行った。

図 29(1)に示すような構造物に荷重がかかったときの変形や応力分布を求める場合、図 29(2)のように、例えば三角形要素で構造物全体を分割する。これらの要素はその節点でのみ互いに結合されており、各要素内の変位と応力はこれらの節点を通してのみ伝えられると仮定する。要素に作用する応力は等価節点力 (構造物にかかる荷重をそれに等価な節点だけにかかる力に置き換えたもの) で表される。この節点力と節点変位が後述の剛性マトリックスを介して結びつけられる。図 29(2)の中から任意の要素一つを取り出したものが図 29(3)である。

要素内の任意の点 $P(X, Y)$ の X, Y 軸方向の変位を u_X, u_Y 、節点 i, j, k の座標を $(X_i, Y_i), (X_j, Y_j), (X_k, Y_k)$ 、変位を $u_X^i, u_Y^i, u_X^j, u_Y^j, u_X^k, u_Y^k$ として

$$u = \begin{bmatrix} u_X & u_Y \end{bmatrix}^T$$

$$u^e = \begin{bmatrix} u_X^i & u_Y^i & u_X^j & u_Y^j & u_X^k & u_Y^k \end{bmatrix}^T$$

を定義する。また、

三角形 $k i P$ の面積を B_j

三角形 $P i j$ の面積を B_k

三角形 $k P j$ の面積を B_i

三角形 $i j k$ 即ち要素全体の面積を A ($B_j + B_k + B_i = A$) とし、

形状関数 (内挿関数)

$$N = \begin{bmatrix} N_i & N_j & N_k \end{bmatrix}$$

を

$$N_i = \frac{(Y_j - Y_k)X + (X_k - X_j)Y - X_k Y_j + X_j Y_k}{(X_j - X_i)(Y_k - Y_i) - (X_k - X_i)(Y_j - Y_i)} = \frac{2B_i}{A} = \frac{B_i}{A}$$

$$N_j = \frac{(Y_k - Y_i)X + (X_i - X_k)Y - X_i Y_k + X_k Y_i}{(X_j - X_i)(Y_k - Y_i) - (X_k - X_i)(Y_j - Y_i)} = \frac{2B_j}{A} = \frac{B_j}{A}$$

$$N_k = \frac{(Y_i - Y_j)X + (X_j - X_i)Y - X_j Y_i + X_i Y_j}{(X_j - X_i)(Y_k - Y_i) - (X_k - X_i)(Y_j - Y_i)} = \frac{2B_k}{A} = \frac{B_k}{A}$$

で定義する。この形状関数 N を用いると、要素内の任意点の変位 u は節点変位で表すことができる。すなわち

$$u = N u^e \quad (1)$$

$$\begin{aligned}
&= \begin{bmatrix} \frac{2B_i}{2A} u_X^i + \frac{2B_j}{2A} u_X^j + \frac{2B_k}{2A} u_X^k \\ \frac{2B_i}{2A} u_Y^i + \frac{2B_j}{2A} u_Y^j + \frac{2B_k}{2A} u_Y^k \end{bmatrix} \\
&= \begin{bmatrix} \frac{1}{(X_j - X_i)(Y_k - Y_i) - (X_k - X_i)(Y_j - Y_i)} \left\{ (u_X^j - u_X^i)(XY_k - X_kY) \right. \\ \quad + (u_X^i - u_X^k)(XY_j - X_jY) + (u_X^k - u_X^j)(XY_i - X_iY) \\ \quad \left. + (X_jY_k - X_kY_j)u_X^i + (X_kY_i - X_iY_k)u_X^j + (X_iY_j - X_jY_i)u_X^k \right\} \\ \frac{1}{(X_j - X_i)(Y_k - Y_i) - (X_k - X_i)(Y_j - Y_i)} \left\{ (u_Y^j - u_Y^i)(XY_k - X_kY) \right. \\ \quad + (u_Y^i - u_Y^k)(XY_j - X_jY) + (u_Y^k - u_Y^j)(XY_i - X_iY) \\ \quad \left. + (X_jY_k - X_kY_j)u_Y^i + (X_kY_i - X_iY_k)u_Y^j + (X_iY_j - X_jY_i)u_Y^k \right\} \end{bmatrix}
\end{aligned}$$

である。

この形状関数を用いると、要素内の任意部分のひずみ ε も節点変位で表される。すなわち、

$$\begin{aligned}
\varepsilon &= [\varepsilon_X \quad \varepsilon_Y \quad \gamma_{XY}]^T \\
&= \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial X} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial Y} \\ \frac{\partial}{\partial Y} & \frac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix} N u^e = B u^e \quad (2)
\end{aligned}$$

ここにマトリックス B は、

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial X} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial Y} \\ \frac{\partial}{\partial Y} & \frac{\partial}{\partial X} \end{bmatrix} N$$

$$= \begin{bmatrix} \frac{Y_j - Y_k}{2A} & 0 & \frac{Y_k - Y_i}{2A} & 0 & \frac{Y_i - Y_j}{2A} & 0 \\ 0 & \frac{X_k - X_j}{2A} & 0 & \frac{X_i - X_k}{2A} & 0 & \frac{X_j - X_i}{2A} \\ \frac{X_k - X_j}{2A} & \frac{Y_j - Y_k}{2A} & \frac{X_i - X_k}{2A} & \frac{Y_k - Y_i}{2A} & \frac{X_j - X_i}{2A} & \frac{Y_i - Y_j}{2A} \end{bmatrix}$$

となる。

以上で明らかなように、三節点三角形要素の場合、形状関数 N は座標の 1 次関数で表される。よってその一階微分からなるひずみ-変位マトリックス B には、もはや座標は含まれなくなるので要素内でひずみは一定となる。

また、節点 i, j, k の節点力を $f_x^i, f_y^i, f_x^j, f_y^j, f_x^k, f_y^k$ として、節点力ベクトル f^e を

$$f^e = [f_x^i \quad f_y^i \quad f_x^j \quad f_y^j \quad f_x^k \quad f_y^k]^T$$

と定義する。

節点 i, j, k に X, Y 軸方向の仮想変位

$$\bar{u}^e = [\bar{u}_x^i \quad \bar{u}_y^i \quad \bar{u}_x^j \quad \bar{u}_y^j \quad \bar{u}_x^k \quad \bar{u}_y^k]$$

を与える。また、この仮想変位による要素内部の仮想ひずみを

$$\bar{\varepsilon} = [\bar{\varepsilon}_x \quad \bar{\varepsilon}_y \quad \gamma_{xy}]$$

とする。そうすると、仮想仕事の原理により、(3)式が成立する。その意味は、節点力ベクトルと節点の仮想変位の内積すなわち外力のなす仕事は、要素内部の応力すなわち等価節点力 σ とひずみの内積すなわち内部仕事の体積積分に等しいと置く。

$$(\bar{u}^e)^T f^e = \int_V \bar{\varepsilon}^T \sigma dV \quad (3)$$

ここに、 V は体積である。

ところで、 $\sigma = D\varepsilon$ として応力-ひずみマトリックス D を定義すると、それは、平面ひずみ問題について、弾性体では

$$D_E = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu/(1-\nu) & 0 \\ \nu/(1-\nu) & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2(1-\nu) \end{bmatrix}$$

である。ただし、 E はヤング率、 ν はポアソン比である。これが弾塑性体においては

$$D = D_E + D_p$$

となる。この場合、 D は弾塑性応力-ひずみマトリックス、 D_E は弾性応力-ひずみマトリックス、 D_p は塑性変形部分の影響を表わした付加の応力-ひずみマトリックス（塑性応力-ひずみマトリックスそのものではない）となる。しか

し、全体としての D の取り扱いは変わらない。そして、

$$\sigma = D\varepsilon = DBu^e \quad (4)$$

であり、

$$\bar{\varepsilon}^T = (B\bar{u}^e)^T$$

であるので、これらを式 (3) に代入すると

$$(\bar{u}^e)^T f^e = \int_{V^e} (B\bar{u}^e)^T DBu^e dV$$

となる。これより

$$f^e = \left(\int_{V^e} B^T DB dV \right) u^e$$

が得られる。この式が三角形要素の剛性方程式である。

ここで、剛性マトリックスを

$$K^e = \int_{V^e} B^T DB dV$$

と定義すると、要素の剛性方程式は

$$f^e = K^e u^e \quad (5)$$

となる。

メッシュ分割を行ったすべての要素について、剛性マトリックス K^e を求め、構造物全体の剛性マトリックスに加算することにより、構造物全体についての剛性方程式

$$\{f\} = [K]\{u\} \quad (6)$$

が得られる。ここに、 $\{f\}$ は構造物に加わる全節点荷重、 $[K]$ は構造物全体の剛性マトリックス、 $\{u\}$ は構造物の全節点変位である。

$[K]$ は要素の形状と材料データから求まる量であるので、外力 $\{f\}$ を与えると、連立方程式 (6) を解くことにより、節点変位 $\{u\}$ が求められる。その節点変位が知られると、式 (2) および式 (4) により、要素のひずみや応力が求められる。

具体的な計算の流れについては、井上・王のプログラムのフローチャートを最後尾の付録 1 に示す。

6.3.2 弾塑性理論

この解析には平面ひずみ問題における応力-ひずみ関係（前節のマトリックス D ）が必要である。弾塑性体における応力-ひずみ関係は弾性部分においては線形であるが、塑性部分においては非線形である。よって弾塑性問題の焦点は塑性部分の取り扱いおよび弾性部分から塑性部分への移行の問題に絞られる。

弾塑性体に弾性限界を超える力が加えられる時、永久変形即ち塑性ひずみが生じ始める。これを降伏すると言い、その時の応力条件を降伏条件と言う。と

ところで弾塑性体の降伏には、通常、応力のすべてが関係しているわけではなく、偏差応力のみが関係していることがこれまでの研究から知られている（木原 1986）。即ち、等方圧力あるいは静水圧成分は、通常、弾塑性体の降伏には無関係である。物質の表面に垂直な圧力（垂直応力）を均一に加えても、圧縮または膨張によって体積変形（等方変形）するだけで形状は相似形のままであり、物質は弾性的にふるまう。それに対して偏差応力は、主応力の偏差を意味するが、物質に形状変形（せん断変形）を生じさせる。

弾塑性理論では、単軸圧縮・引っ張り試験における応力の絶対値に一致する相当応力という概念を導入し、これと三軸応力の偏差応力の 2 次不変量あるいは主応力の偏差応力で示した物質の降伏条件を等置している。即ち三軸応力を単軸応力に換算し、相当応力によって降伏条件を表し、塑性ひずみの進展を計算できるようにしている。von Mises の降伏条件を用いる場合は、そのようにして塑性変形部分の応力-ひずみ関係を処理し、三軸応力による弾塑性一貫した応力-ひずみ関係式が求められている。この式がコンピューターによる弾塑性問題の有限要素法解析を行う場合に用いられる。

ここでは材料の降伏と相当応力について、及び弾塑性一貫した応力-ひずみ関係について弾塑性理論の中で説明する。いずれも山田 (1972) 及び木原 (1986) をもとにしている。また、ここに出てくる三軸応力・主応力・偏差応力・平均垂直応力・応力不変量については最後尾の付録 2 で説明する。

6.3.2.1 等方性材料の降伏条件と相当応力

弾塑性体に永久変形を生じ、ひき続いて塑性状態が持続する時、応力状態に課せられる条件を降伏条件という。応力 $[S]$ については、1 次から 3 次の応力不変量 J_1, J_2, J_3 が定まり、それらは互いに独立である。また、応力 $[S]$ の成分によって記述されるいかなる応力不変量もこの 3 つの J_1, J_2, J_3 の関数として表される。したがって、元来、いかなる座標設定に対しても不変であることを特徴とする等方性材料の降伏条件 f もまた応力不変量で記述されなければならない。即ち、

$$f(J_1, J_2, J_3) = c$$

である。塑性体に初めて降伏を生じる時の条件を初期降伏条件といい、上の式の c は一定である。初期降伏の後では c がひずみ履歴の関数となる。

弾塑性体の降伏は一般に等方応力あるいは静水圧成分に無関係であり、それは三軸応力 $[S]$ ではなく、次の $[S']$ によって定まることになる。

$$[S'] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} - \sigma_m & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma_m & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma'_{11} & \sigma'_{12} & \sigma'_{13} \\ \sigma'_{21} & \sigma'_{22} & \sigma'_{23} \\ \sigma'_{31} & \sigma'_{32} & \sigma'_{33} \end{bmatrix} \quad (7)$$

ただし、 σ_m は、

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})$$

である。式(7)の $[S']$ を偏差応力という。また、 σ_m は平均垂直応力である。 $[S']$ に対して主応力 σ' を定める固有方程式は次のようである。

$$\sigma'^3 - J'_1 \sigma'^2 - J'_2 \sigma' - J'_3 = 0 \quad (8)$$

偏差応力に対しては、1次の不変量が

$$J'_1 = \sigma'_{11} + \sigma'_{22} + \sigma'_{33} = 0$$

になることに注意を要する。垂直応力を σ_x, \dots 、せん断応力を τ_{yz}, \dots と書き、せん断成分については $\tau'_{yz} = \tau_{yz}, \dots$ に注意すると、

$$J'_1 = \sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z = 0 \quad (9)$$

$$J'_2 = -(\sigma'_y \sigma'_z + \sigma'_z \sigma'_x + \sigma'_x \sigma'_y) + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2$$

$$J'_3 = \begin{vmatrix} \sigma'_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma'_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma'_z \end{vmatrix}$$

である。式(9)を2乗して、

$$\begin{aligned} (\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z)^2 &= \sigma_x'^2 + \sigma_y'^2 + \sigma_z'^2 + 2(\sigma'_x \sigma'_y + \sigma'_y \sigma'_z + \sigma'_z \sigma'_x) = 0 \\ \sigma_x'^2 + \sigma_y'^2 + \sigma_z'^2 &= -2(\sigma'_x \sigma'_y + \sigma'_y \sigma'_z + \sigma'_z \sigma'_x) \end{aligned} \quad (10)$$

式(10)を用いて、

$$J'_2 = \frac{1}{2} \left[\sigma_x'^2 + \sigma_y'^2 + \sigma_z'^2 + 2(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \right]$$

また、式(10)と $\sigma'_x = \sigma_x - \sigma_m, \dots$ を用いて

$$\begin{aligned} J'_2 &= \frac{1}{6} \left[2(\sigma_x'^2 + \sigma_y'^2 + \sigma_z'^2) - 2(\sigma'_x \sigma'_y + \sigma'_y \sigma'_z + \sigma'_z \sigma'_x) + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \right] \\ &= \frac{1}{6} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \right] \end{aligned} \quad (11)$$

が得られる。

式(8)の解として $[S']$ の主応力 σ' が定まる。これに σ_m を加えらるともとの $[S]$ に対応する主応力 σ が得られる。主成力方向は $[S']$ と $[S]$ に共通である。

以上の結果、等方性材料の降伏条件は J'_2 と J'_3 のみの関数として

$$f(J'_2, J'_3) = c \quad (12)$$

と書かれる。von Misesの降伏条件 f はこの特別な場合であって、式(12)から J'_3 を取り除き、 f を2次不変量 J'_2 だけの関数とするものである。

$$f = \sqrt{3J'_2} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \right]} = c$$

または、

$$(13)$$

$$f = \sqrt{\frac{3}{2}} \left[\sigma_x'^2 + \sigma_y'^2 + \sigma_z'^2 + 2(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \right]^{\frac{1}{2}} = c \quad (14)$$

である。式(13)および(14)の f を $\bar{\sigma}$ と置く。 $\bar{\sigma}$ は相当応力 (equivalent stress) と言い、材料の短軸引っ張り／圧縮変形における応力の絶対値と一致する。塑性の問題では一般にこのような性質をもつ $\bar{\sigma}$ を導入し、三軸応力を降伏状態あるいはひずみ硬化に関して等価な単軸応力に換算する方法を用いる。

6.3.2.2 弾塑性一貫した応力増分－ひずみ増分関係

von Mises の固体においては、相当応力 $\bar{\sigma}$ はまた次の形で表される。

$$\bar{\sigma} = \left(3\sigma'_{ij}\sigma'_{ij} / 2 \right)^{\frac{1}{2}} = \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot |\sigma'_{ij}| \quad (15)$$

これは式(14)の相当応力の定義を偏差応力で示したものである。

さて、ある塑性ひずみ増分 ($d\varepsilon^p_{ij}$) が生じた時の塑性仕事増分 dW は、

$$dW = \sigma_{ij} \cdot d\varepsilon^p_{ij} \quad (16)$$

で定義される。更に

$$dW = \bar{\sigma} \cdot d\bar{\varepsilon}$$

から $\bar{\varepsilon}$ (相当ひずみ) が定義される。

$\delta_{ij} d\varepsilon^p_{ij} = 0$ であるので、

$$\sigma_{ij} d\varepsilon^p_{ij} = \sigma'_{ij} d\varepsilon^p_{ij} \quad (18)$$

また(16)と(17)より、

$$\bar{\sigma} = \sigma_{ij} \cdot d\varepsilon^p_{ij} / d\bar{\varepsilon}$$

(15)に代入して

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{ij} d\varepsilon^p_{ij}}{d\bar{\varepsilon}} &= \left(\frac{3\sigma'_{ij}\sigma'_{ij}}{2} \right)^{\frac{1}{2}} \\ d\bar{\varepsilon} &= \left(\frac{2}{3\sigma'_{ij}\sigma'_{ij}} \right)^{\frac{1}{2}} \sigma_{ij} d\varepsilon^p_{ij} = \left(\frac{2}{3} d\varepsilon^p_{ij} \cdot d\varepsilon^p_{ij} \right)^{\frac{1}{2}} \end{aligned}$$

式(15)の両辺を2乗して、

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}^2 &= \frac{3}{2} \sigma'_{ij}\sigma'_{ij} \\ \sigma'_{ij}\sigma'_{ij} &= \frac{2}{3} \bar{\sigma}^2 \end{aligned} \quad (19)$$

両辺を微分して、

$$\sigma'_{ij} d\sigma'_{ij} = \frac{2}{3} \bar{\sigma} d\bar{\sigma} \quad (20)$$

また、(16)及び(17)式に(18)式と塑性ひずみ増分を偏差応力の関数で表した Levy-Mises の式

$$d\varepsilon_{ij}^p = \sigma'_{ij} d\lambda \quad (21)$$

を使って $d\lambda$ を定義し、これと(20)式を代入して、

$$dW = \bar{\sigma} \cdot d\bar{\varepsilon} = \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^p = \sigma'_{ij} d\varepsilon_{ij}^p = \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} d\lambda = \frac{2}{3} \bar{\sigma}^2 d\lambda$$

よって、

$$\bar{\sigma} = \left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}^2 d\lambda \right) / d\bar{\varepsilon}$$

となる。これを式(19)式に代入して、

$$\begin{aligned} \sigma'_{ij} d\sigma'_{ij} &= \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} \bar{\sigma}^2 d\lambda / d\bar{\varepsilon} \right) d\bar{\sigma} \\ &= \frac{4}{9} \bar{\sigma}^2 d\bar{\sigma} d\lambda / d\bar{\varepsilon} \\ &= \frac{4}{9} \bar{\sigma}^2 d\lambda \cdot \frac{d\bar{\sigma}}{d\bar{\varepsilon}} \end{aligned}$$

ひずみ硬化率 H は

$$H = \frac{d\bar{\sigma}}{d\bar{\varepsilon}}$$

であるので、これを代入して上式を書き直すと、

$$\sigma'_{ij} d\sigma'_{ij} = \frac{4}{9} \bar{\sigma}^2 H d\lambda \quad (22)$$

の関係が得られる。

さて、弾塑性挙動における応力増分—ひずみ増分関係において、全ひずみ増分を $d\varepsilon_{ij}$ 、弾性ひずみ増分を $d\varepsilon_{ij}^E$ 、塑性ひずみ増分を $d\varepsilon_{ij}^p$ として、

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^E + d\varepsilon_{ij}^p \quad (23)$$

また、弾性ひずみ増分は応力増分により、弾性係数を用いて

$$d\varepsilon_{ij}^E = C_{ijkl} d\sigma_{kl}$$

と表せる。この式と、(21)式により、(23)式は

$$d\varepsilon_{ij} = C_{ijkl} d\sigma_{kl} + \sigma'_{ij} d\lambda$$

となる。

また、等方弾塑性体であることから、

$$C_{ijkl} = (1+\nu) \delta_{ik} \delta_{jl} / E - \nu \delta_{ij} \delta_{kl} / E$$

と書ける。これを用いて、

$$d\varepsilon_{ij} = (1+\nu) \delta_{ik} \delta_{jl} d\sigma_{kl} / E - \nu \delta_{ij} \delta_{kl} d\sigma_{kl} / E + \sigma'_{ij} d\lambda$$

さらに、

$$d\varepsilon_{ij} = (1+\nu) d\sigma'_{ij} / E - \nu \delta_{ij} \delta_{kl} d\sigma_{kl} / E + \sigma'_{ij} d\lambda$$

である。偏差ひずみ増分 $d\varepsilon'_{ij}$ は、

$$d\varepsilon'_{ij} = (1+\nu) d\sigma'_{ij} / E - \sigma'_{ij} d\lambda \quad (24)$$

両辺に偏差応力 σ'_{ij} を乗じて、

$$\sigma'_{ij} d\varepsilon'_{ij} = (1 + \nu) \sigma'_{ij} d\sigma'_{ij} / E + \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} d\lambda$$

となる。これを整理して、

$$\sigma'_{ij} (d\varepsilon'_{ij} - \sigma'_{ij} d\lambda) = (1 + \nu) \sigma'_{ij} d\sigma'_{ij} / E$$

(20)式を代入して、

$$\sigma'_{ij} (d\varepsilon'_{ij} - \sigma'_{ij} d\lambda) = 4(1 + \nu) \bar{\sigma}^2 \cdot H \cdot d\lambda / (9E)$$

となる。これから

$$\left\{ \frac{4}{9E} (1 + \nu) \bar{\sigma}^2 H + \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} \right\} d\lambda = \sigma'_{ij} d\varepsilon'_{ij}$$

が得られる。

$$s = \left(\frac{4}{9E} (1 + \nu) \bar{\sigma}^2 H + \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} \right) \quad (25)$$

と置くと、

$$d\lambda = \sigma'_{ij} d\varepsilon'_{ij} / s \quad (26)$$

(25)式に(19)式を代入して、

$$s = \left(\frac{4(1 + \nu)}{9E} \cdot H + \frac{2}{3} \right) \bar{\sigma}^2 \quad (27)$$

となる。(26)式を(24)式に代入して、 $d\sigma'_{ij}$ について解くと、

$$d\varepsilon'_{ij} = (1 + \nu) d\sigma'_{ij} / E + \sigma'_{ij} (\sigma'_{kl} d\varepsilon'_{kl} / s)$$

$$\frac{1 + \nu}{E} \cdot d\sigma'_{ij} = d\varepsilon'_{ij} - \sigma'_{ij} \sigma'_{kl} d\varepsilon'_{kl} / s$$

$$d\sigma'_{ij} = \frac{E}{1 + \nu} \left\{ d\varepsilon'_{ij} - \frac{\sigma'_{ij} \sigma'_{kl}}{s} \cdot d\varepsilon'_{kl} \right\}$$

となる。よって、応力増分がひずみ増分の up date の応力状態によって、

$$d\sigma_{ij} = \frac{E}{1 + \nu} \left\{ \delta_{ik} \delta_{jl} + \frac{\nu \delta_{ij} \delta_{kl}}{1 - 2\nu} - \frac{\sigma'_{ij} \sigma'_{kl}}{s} \right\} d\varepsilon_{kl} \quad (28)$$

のように書き表される。(28)式は、増分形で表した弾塑性挙動についての応力－ひずみ関係の構成式である。よって、

$$D = D_E - D_p$$

$$D_p = \frac{E}{1 + \nu} \cdot \frac{\sigma'_{ij} \sigma'_{kl}}{s} \quad (29)$$

$$D_E = \frac{E}{1 + \nu} \left(\delta_{ik} \delta_{jl} + \frac{\nu \delta_{ij} \delta_{kl}}{1 - 2\nu} \right) \quad (30)$$

となる。

6.4 入力データ

6.4.1 幾何学的形状と境界条件

要素の分割

有限要素法で解析する場合、要素の分割の仕方によって結果の精度が異なる（東町 1993）。どのような要素の分割をすればよいか確かめるために、変位量の厳密解の得られる例について要素の分割方法を変えて計算を行なった。その結果、十分な精度を得るには要素の形状をできるだけ正三角形に近づけること、また、ある程度細かく分割することが必要であることを確認した。そこで、解析斜面の要素分割の間隔を土層変位の実測データの間隔（鉛直方向に約 10cm、斜面方向に約 2m）との関係から 20cm とした。斜面傾斜が急傾斜な部分については、適宜間隔を狭めている。図 30 は対象斜面の鉛直 2 次元縦断面における物性分布を示した図であるが、この図で、分割した個々の三角形要素の頂点を黒点で示している。又、それぞれの要素の中央には、その要素の物質部類（後述）を表す 1 から 8 の数字を示している。

斜面単位の設定

対象斜面は長く、一度に解析することはできないので分割する必要がある。一度に解析する斜面の範囲としては、縦の長さは貫入試験データが得られる共通した深さである 1.6m、横の長さはできるだけ長くにとって水平距離 6.4m とした。これは、計算の技術上、要素数の縦横比に制限があるためである。結果的に、解析対象とする斜面全体の中に 1.6m×6.4m の大きさを持ち、それぞれ左右に 60% の重なりをもった 9 個の斜面単位を設定した。左右を重ねた理由は、隣り合う斜面の境界 C の値を整合させるためである。結果として有効範囲は、解析単位の中央の 40% の部分とした。図 31(1)の影を付けた部分である。斜面全体の計算結果は、9 個の有効範囲とそれに連なる一番上の端と一番下の端の計算結果をつないだものである。

境界条件

図 31(2)は解析単位の基本形と大きさを示したものである。この図で、境界条件は境界 A と D を自由境界、境界 B を固定境界（動かない）とする。又、境界 C には節点に強制変位を与える。その方法は、解析単位 1 の境界 C の節点強制変位を 0 とし、上流から下流へ順に計算を行い、解析単位 2 以後の境界 C の節点強制変位は、1 つ前の単位の計算結果をもとに見積もって与えた。

6.4.2 物質定数

6.4.2.1 物質部類の区分

解析斜面では、測線に沿って約 2m 間隔の 15 ヶ所で簡易貫入試験を行なっている。この研究では、貫入抵抗値の大きさから斜面物質の部類を分類し、その部類毎に土質定数を設定し、斜面における貫入抵抗値の分布を物性分布に読み替える方法を取っている。

物質部類の分類の仕方を説明すると、まず地表面から鉛直深さ 160cm までの土層を 20cm 毎に区分し、その中央の貫入抵抗値を読み取り、各深さ毎の 15 地点の平均を求める。その平均値を中心に貫入抵抗値の範囲を区切り、8 つの部類に分類した。物質部類毎の貫入抵抗値の平均値と範囲は表 1 に示す。

また、貫入抵抗値による斜面における物質部類の分布を求める際には、実測値がない途中の地点の貫入抵抗値は、実測値がある近接の 2 点の値から内挿によって推定した。それらの斜面における分布は図 30 に物質部類 1 から 8 の数字で示す。図では更に、飽和による強度低下が大きいために塑性ひずみが生じ易い部分である物質部類 3 と 4 が分布する範囲を線で区別している。

更に、このように分類した 8 部類の物質と採集した土壌サンプルから求めた間隙比の平均値を結び付けた(表 1)。間隙比の値は飽和時の節点荷重を求める時に使う。深さ 60cm ないし 80cm 以深の物質については間隙比の実測値がないので仮定値である。

6.4.2.2 物質定数設定の基礎

対象斜面の物質定数としてどのような値を与えればよいかという問題は重要で困難な問題である。ここでは、直接的な土の強度試験をしていない。そこで、透水試験などの土の物理性の分析結果や観察とマサ土の、特に表層土について行われた土の強度試験に関連した文献を合わせて判断し、解析斜面の物質定数として妥当であると見積もられる値を設定した。判断の基礎について説明する。

測定斜面の土壌の定水位透水試験

対象斜面の土壌サンプルについて定水位透水試験を行った。その実験装置を図 32 に示す。この実験で土層深 50cm と 60cm で採集した 2 つのサンプルについて、通水の初期に極細粒の土粒子が流出して水が濁った。試験後の観察によると、その後の通水によって土壌サンプル全体がルースになり、砂粒が枠の外に流れ出す形跡が見られた。これらのサンプルの間隙比は 0.8 前後、粘土比率は 1～2%、飽和透水係数は $2 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 前後である。この透水試験における水頭差は 7cm、水頭勾配は 1.75 である。この水頭勾配で土層に何らかの変化が起きた模様である。他のサンプルについては、そのような形跡はなかった。

寺嶋・佐倉が行った流動化実験

寺嶋・佐倉(1993)は、マサ土斜面の土層についてパイピングによる土壌の骨格物質の移動の可能性を調べるために、100ml の乱さない試料について実験室内

で流動化実験を行った。その実験装置を図 33 に示す。

実験は右上のタンクを上下させてサンプルに加わる水頭を変化させ、砂粒子が動き始める時の動水勾配 i を求めた。 i を求める式は、サンプルの長さ l 、サンプルの上面とタンク内の水位との差を Δh として

$$i = \frac{\Delta h}{l}$$

である。その結果、実際の斜面で地表面の陥没の原因となった土層の流動化が生じたと推定される部分の土壌サンプルに動水勾配 1.0 から 1.5 の範囲で流動化が生じた。それらの透水係数は 10^{-3} cm/sec オーダー、間隙率約 37% (間隙比で約 0.6) である。ちなみに豊浦砂では動水勾配 1.01 で流動化が生じた。その透水係数は $1.68 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ であった。またこの実験では、明らかに砂粒径程度のものが動き出す限界を調べているが、砂粒子が動き出す直前に極細粒の粒子が浮き上がるのを確認している。

筆者の透水試験と寺嶋・佐倉の実験に共通して見られる極細粒の粒子の流出に関して、土層内で起っている現象を次のように考察する。

水圧によって砂質の土層から極細粒の粒子が離脱することによって砂粒子間の結合力が失われ、粒子位置がずれる。更に水流の浸透力及び浮力によって土粒子が動き出せば、流動化となる。当該斜面では、限界動水勾配以下で粒子位置がずれる現象が起っていると考えられる。

丸井が行った不飽和・飽和の原位置せん断試験

マサ土の表層土について、丸井 (1981) は原位置で行った一面せん断試験の結果を報告している。土層は水浸すると強度が低下することが知られているが、その低下の割合は土層の各部分によって異なる。それについて彼は深さ 20cm、40cm と 60cm の土壌サンプルについて不飽和と飽和の場合の有効垂直応力 (σ) とせん断応力 (τ) の関係を示している (図 34)。

この図から、土層下部 (40cm 深から 60cm 深) のせん断降伏応力 (k) は不飽和時 92 から 114 gf/cm^2 、飽和時 37 から 48 gf/cm^2 と読み取れる。相当応力における初期降伏応力 (Y_s) と三軸応力におけるせん断降伏応力 (k) の関係は

$$Y_s = \sqrt{3} \cdot k$$

であることが分かっている (木原 1986、p50)。よって、換算すると初期降伏応力 (Y_s) は 40cm 深から 60cm 深について不飽和時 159 から 197 gf/cm^2 、飽和時 64 から 83 gf/cm^2 となる。浸水による Y_s の低下率は約 60% である。

土質工学会が示した貫入抵抗値と土質定数の関係及び応力一ひずみ関係

土質工学会は“N 値および $C \cdot \Phi$ —考え方と利用法—” (1992) で標準貫入試験による貫入抵抗値と不飽和時の土質定数の関係を示している (図 35)。

あらゆる土質について行われた結果を総合しているので両者の相関係数は

高くないが、全般的に貫入抵抗値の増加とともにヤング率 E および降伏圧力 P_y （1軸圧縮または引っ張り応力における初期降伏応力）は増加している

同文献ではまた、風化度の異なるマサ土の乱さない試料について、拘束圧 300 gf/cm^2 で行った三軸圧縮試験の結果が軸差応力と軸差ひずみの関係で示されている（図 36）。力の増加に従い、比較的新鮮なマサ土（No.4, 5）はひずみ硬化－軟化型挙動、比較的風化が進んだマサ土（No.12）はひずみ硬化型挙動を示す。特徴的なことは、これらの応力－ひずみ関係の線が弾性変形部分で1本に重なっていることである。これはヤング率が同一であることを意味する。

6.4.2.3 物質定数の設定

表 1 に 8 つの物質部類について設定した不飽和時と飽和時の弾性定数（ヤング率 E 、ポワソン比 ν ）および初期降伏応力 Y_s を示す。それらの設定の方法について以下に説明する。

弾性定数

ヤング率 E の設定について、不飽和の場合の値は土層の深さ 0cm から 60cm までは図 36 より読み取った $E = 60(\text{kgf/cm}^2)$ を採用した。それより深い部分については土質工学会の結果（図 35）に見られる貫入抵抗値の増大と共に E が増加する傾向に沿って設定した。飽和の場合の値は、物質部類 1 から 3 については $E = 60(\text{kgf/cm}^2)$ で不飽和の場合の値と変わらないが、4 から 8 については値が下がるとした。

ポワソン比 ν については、不飽和の場合の値は谷本（1993, p.44）ほかを参考にし、飽和の場合の値は飽和土のそれが 0.5 に近いことをもとに設定した。

初期降伏応力 Y_s については、飽和の場合の物質部類 3 の値を図 34 の丸井の結果をもとに設定した。また、同じ図で不飽和から飽和へ変化した場合の Y_s の低下率が 20cm 深で 30%、40 および 60cm 深で 60%であること、および図 35 で貫入抵抗値の増大とともに降伏圧力が増加する傾向にあることを使って、残りの物質部類の飽和の場合の値を設定した。

塑性定数

また、塑性変形の際の応力－ひずみ関係、即ちひずみ硬化率を設定しなければならない。井上・王(1984)のプログラムでは相当応力－相当塑性ひずみ関係を次式で表現している。

$$\bar{\sigma} = c \left(a + \bar{\epsilon}^p \right)^n$$

ここに、 $\bar{\sigma}$ は相当応力、 $\bar{\epsilon}^p$ は相当塑性ひずみ、 c, a, n は係数である。この係数の設定においては、土質工学会の図 36 で相当応力－相当ひずみ関係の曲線を見積もり、その曲線上の 2 点について相当塑性ひずみ増分と相当応力増分を読み取り、それを代入した式と初期降伏応力を代入した次の式

$$Y_s = ca^n$$

を合わせて三元連立方程式を解いて求めた。それらの相当応力—相当ひずみ関係を図 37 に示す。図では、物質部類 1 から 4 についてのみ示したが、その理由は、この計算の範囲が低応力域であるために、降伏の可能性があるのが物質部類 1 から 4 だけであるからである。降伏に至る可能性がない物質部類 5 から 8 については、塑性定数を設定する必要がない。

これらの土層の中で最も塑性ひずみを生じ易い物質部類 3 および 4 の物理特性は貫入抵抗値で 5 から 10 付近、間隙比で 0.7 から 1.2 付近である。それらの貫入抵抗値は花崗岩地域の潜在崩土の値に相当し（沖村・田中 1980）、それらの間隙比はパイピング破壊強度および引っ張り強度についてマサ土の最も弱い部分の値に相当する（西田 1986）。

6.4.3 初期条件と荷重条件

荷重条件の変化

行った計算の荷重条件の変化を図 38 によって説明する。まず自然含水比状態の自重のみが働く場合の弾性計算を行なった（Stage 1）。それが初期条件となる。次に全面飽和で地下水流の力が働いた場合の計算を行い（Stage 2）、続いて荷重が自重のみに戻った場合の計算を行う（Stage 3）。そして Stage 1 と Stage 3 の結果の差が 1 回の全面飽和によって生じた変化となる。

自然含水比状態の土の自重の求め方

土の分析のために採集したサンプルの重量を自然含水比状態の土の重量と仮定し、その単位体積重量を求めた。それをもとに各節点にかかる土の自重を計算し、鉛直方向の荷重として負荷した。全面飽和時の荷重については、Table 1 に示した間隙比と土粒子の真比重から土壌骨格の重さを求め、それに地下水流の及ぼす力を加えて見積もった。

地下水流が土層に及ぼす力

地下水流が土壌骨格に及ぼす力は、奥西（1996）により次のように検討される。

まず、水流の側から考えると、砂層を流れる水の運動方程式は、水平面内に X Y 面をとり、鉛直上方に Z 軸をとる時、慣性項を無視すると、単位体積の水に注目して、一般式は

$$\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} = -\frac{1}{\rho} \text{grad } p + \mathbf{R} - g \mathbf{k}$$

である。さらに定常状態の場合の式は、 $\frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} = 0$ であるから、

$$-\frac{1}{\rho} \text{grad } p + \mathbf{R} - g \mathbf{k} = 0 \quad (31)$$

である。ここに、 ρ ：水の密度、 p ：水圧、 g ：重力加速度、 \mathbf{k} ：鉛直上向きの単位ベクトル、 \mathbf{v} ：砂層の間隙を流れる水の平均流速、 \mathbf{R} ：その間隙の抵抗力である。

一方、Darcy velocity は $\mathbf{V} = \lambda \mathbf{v}$ であるから、

$$= -K \text{grad } h = K \text{grad} \left(\frac{p}{\rho g} + z \right) \quad (32)$$

ここに、 λ ：砂層の空隙率、 K ：透水係数、 h ：水頭、 z ：絶対標高である。そこで、(32) 式より、

$$-\frac{1}{\rho} \text{grad } p - \frac{g}{K} \mathbf{V} - g \mathbf{k} = 0 \quad (33)$$

(31)、(33) を比べると、

$$\mathbf{R} = -\frac{g}{K} \mathbf{V}$$

であり、これが、単位体積の水に働く抵抗力である。

次に、砂層通水中に単位体積の空間内の砂粒が受ける力を考えると、

1. 砂粒に働く重力を \mathbf{F}_1
2. 砂粒に及ぼす水圧による力を \mathbf{F}_2
3. 砂粒間隙を動く水によって生じる力を \mathbf{F}_3 とすると、

$$\mathbf{F}_1 = -(1-\lambda) \rho_1 g \mathbf{k}$$

$$\mathbf{F}_2 = -(1-\lambda) \text{grad } p$$

$$\mathbf{F}_3 = -\lambda \rho \mathbf{R} = \frac{\lambda \rho g}{K} \mathbf{V}$$

ここに、 ρ_1 ：砂粒子密度、 ρ ：水の密度 である。

その合力

$$\mathbf{S} = \mathbf{F}_1 + \mathbf{F}_2 + \mathbf{F}_3$$

$$= -(1-\lambda) \rho_1 g \mathbf{k} - (1-\lambda) \text{grad } p + \frac{\lambda \rho g \mathbf{V}}{K}$$

$$(33) \text{式により、} \quad = -(1-\lambda) \left[\rho_1 g \mathbf{k} - \rho g \mathbf{k} - \frac{\rho g}{K} \mathbf{V} \right] + \frac{\lambda \rho g \mathbf{V}}{K}$$

$$= \frac{\rho g}{K} \mathbf{V} - (1-\lambda) (\rho_1 - \rho) g \mathbf{k}$$

$$= \rho g \text{grad } h - (1-\lambda) (\rho_1 - \rho) g \mathbf{k} \quad (34)$$

である。すなわち、土層側が受ける力として浸透力と浮力を受けた砂粒の重さを考慮すればよい。そして、前者は水の流動方向にかかり、後者は重力方向にかかる。そのようにして各節点にかかる力のベクトルを求め、その水平成分と鉛直成分を求めた。それらを荷重として2方向に負荷した。

6.4.4 応力バランス

今回の計算では、深さ 1.6m、水平長さ 6.4m の斜面についてすべての解析単位で解が得られた。しかし、それ以深の部分の物性をすべて物質部類 8 のそれとして、3m 深さまで解析範囲を広げようとしたところ、計算が収束しなかった。

初期条件には問題が考えられないので、解が得られない原因は有限要素法を構成する 3 つの要素（幾何学的形状、材料定数、力の釣り合い）のうちの形状データまたは材料データに問題があるために、または境界条件との関係で無理が生じたために力のバランスが得られないということであろう。しかし、それら突き止めることはできなかった。この方法の有効性を証明するためには、この原因を確かめることが更に必要である。

6.5 計算結果

この計算結果から 1 回の全面飽和によって起きる表層土の変位の内容・量・分布が知られる。そのためにまず何をどのように表示すればよいかを検討し、計算結果を示す。

6.5.1 計算結果の表示方法

土層の変位には、土層の平行移動と回転及び変形の 3 種類の内容が含まれる。その中で von Mises の降伏条件を用いた弾塑性モデルでシミュレートできる内容は変形と平行移動である。変形には体積変化とせん断変形の 2 種類の内容が含まれるが、ここで対象とするのは豪雨時の土層が飽和に近い状態での現象であるため、土層の体積変化は無視し、土層のせん断変形と平行移動のみ注目する。

応力の表示は主応力でされる場合が多いが、von Mises の降伏条件で起きる変形を計算する場合は、その応力条件が相当応力で決まるので、ここでは相当応力を表示する。相当応力は偏差応力の 2 次不変量で表される（付録 3）。

結局、応力については相当応力、変位については変位ベクトル、変形については正ひずみ及び残留ひずみを表示する（図 39 から 43）。

具体的な計算結果の出力形式については、Stage 1 から 3 の各段階について、変位（斜面方向で水平方向 u_x 、鉛直方向 u_y ）・応力（X, Y, Z, XY 応力, 相当応力）・ひずみ（X, Y, XY ひずみ, 相当塑性ひずみ）を数値で出力した。それらの定義については最後尾の付録 3 で示す。また次の 9 種については、その数値またはベクトルをグラフ上に出力した。それらは、物質部類、Stage 1 の相当応力、Stage 1 から 2 までの相当応力増分・変位増分・体積変化量、Stage 2 で発生した相当塑性ひずみ、Stage 1 から 3 までの過程を経た残留変位・残留相

当応力・残留XYせん断ひずみである。この論文では、必要に応じてそれらの中で重要なものを表示し、残りは省略した。

6.5.2 相当応力

図 39 に、土層が全面飽和して地下水流の力が働いた場合、つまり Stage 2 における相当応力を示す。値は初期降伏応力に対する比($\bar{\sigma}/\bar{\sigma}_0$)で示している。

($\bar{\sigma}/\bar{\sigma}_0$) > 1.0 の場合は、降伏が起っている、つまり塑性ひずみが発生していることを示す。図には 6 ヶ所の降伏ゾーンが見い出せる。つまり、P3-P4, P5, P7-P8, P10, P12, P14-P15 である。それらの降伏ゾーンは、図 30 の物質部類 3 と 4 (飽和によって初期降伏応力が著しく低下する土壌部分) の分布域の中に島状に分布している。これは、物性分布・斜面形状・力のバランスの 3 要素の関係で、この分布域の中に降伏が起こっている所とそうでない所が生じていることを意味する。

また、($\bar{\sigma}/\bar{\sigma}_0$) > 2.0 の所は破壊のレベルにあると見られる (図 36 参照)。それが現れる上部斜面の土層下部には局部破壊が発生している可能性がある。この図から見ると、上部斜面の方が中腹部斜面よりも降伏の程度が大きい、即ち塑性変形が大きいように見える。

6.5.3 変位ベクトル

飽和時の変位

図 40 に、土層が全面飽和した場合の土壌の変位を Stage 1 から 2 までの変位で示す。変位の大きさは 2-4mm のオーダーであり、方向は全体として斜面方向である。しかし、それらの 2 次元断面における変化は複雑で、いくつかの変位分布の単位に分けられるように見える。

残留変位

図 41 に、全面飽和後に荷重が減少し再び最初のレベルに戻った時の土壌の残留変位を Stage 1 から 3 までの変位で示す。この残留変位が実測の変位に対応するものと考えられる。その大きさは Stage 1 から 2 にかけての変位の約 60% に相当する 1-3mm/year で、その方向はより水平方向に近い。計算された mm オーダーの変位量は 1 年間の変位量の実測値と同じオーダーである。つまり、実測された 1 年間の土層の変位量と同じオーダーの変位量が、計算によると 1 回の全面飽和で発生し得ることを示している。

6.5.4 土層の変形と表層土の変位発生の詳細

1 回の全面飽和によって発生した表層土の残留変形は Stage 1 から 3 の残留ひずみによって示される。その詳細を調べるために、図 42 に斜面単位 1 の残留ひ

ずみを3種類に分けて表示した。即ち、(1)X方向の伸びひずみ(ε_{xx})、(2)Y方向の伸びひずみ(ε_{yy})、(3)XYせん断ひずみ(ε_{xy})である。図中のA・A'・B・Cの文字はそれぞれ斜面単位1の特定の位置を示す。

変位発生の大要

まず図42(1)と(2)の残留伸びひずみについて、最も大きいひずみが現れているのはB付近の上層で、主として水平方向に伸びて鉛直方向に縮んでいる。またそのひずみの集中域のかんりの部分が塑性ひずみの発生域と重なる。更に、B付近の下方には同じく水平方向の伸びが大きい部分が広がっている。一方、B付近よりも上部の表層土については、A及びA'付近はB付近と同様のひずみ域である。それに対してC付近は周りとは異なった傾向を示し、主として鉛直方向に伸びて水平方向に縮んでいる。ここより右上方向にも同じ傾向のひずみ域が連なる。

B付近よりも上の表層土部分の動きを河野ほか(1990)、山口(1984)をもとにして土圧論的に言うと、A及びA'付近は主働状態にあり、主として水平方向に伸びて鉛直方向に縮む、つまり土層が横に広がる動きをしている。それに対してC付近は受働状態にあり、主として水平方向に縮み鉛直方向に伸びる、つまりC及びその右上部分は上方向に持ち上がる動きをしている。

これらの残留伸びひずみの分布から、次のような土層の変形と土壌の変位のしくみが見えてくる。B付近のゾーンで塑性ひずみが発生する。それ以外の部分では塑性ひずみは発生しないが残留ひずみは現れる。それは、B付近で発生した塑性ひずみが周りの土層を引きずった結果、周りの土層に二次的な残留ひずみを作り出していると解釈される。つまり、塑性ひずみが残留ひずみを作り出し、残留ひずみが必然的に残留変位を作り出しているということになる。これが表層土の変位発生の大要である。

土層のせん断変形単位

図42(3)の残留XYせん断ひずみについて、B付近のゾーンにその集中が見られる。これは、土壌の深刻なせん断がそこで起こっていることを示す。このせん断は長い年月の間には繰り返し起こる(この斜面では4年に3回の割合で豪雨によって土層が全面飽和に近い状態が出現している)。その結果、せん断線の発達が予想される。更に、せん断の方向(付録3を参照)が、A付近に見られるプラスのせん断ひずみ域では斜面の内側に土層が沈み込む動きを、C付近のマイナスのせん断ひずみ域では斜面の外側に土層が突き上げる動きを促進するために、それらのせん断線が図のAからBを通過してCに延びるすべり線に発達する可能性が高い。それらは表層土中にせん断変形の単位を形成すると考えられる。1つのすべり線で切り取られる土壌部分がせん断変形の1単位である。

斜面全体のせん断変形単位

X Y せん断ひずみの分布図をもとに、個々のせん断線とそれらがつながったすべり線の発達箇所を推定することができる。斜面全体のせん断ひずみの分布図でせん断変形の単位を認定して図 43 にユニット 1 から 6 として示した。

せん断変形の単位の認定は、せん断線の明瞭さによって任意性がある。せん断ユニットの底に当たるせん断線については、その位置が比較的深い場合は、せん断ひずみ量が大きいのでこの図でせん断線が明瞭である。ところが、その位置が深さ 60cm 前後で浅い場合は、せん断ひずみの絶対値が小さく、その方向も乱れているので、すべり面を明瞭に検出できない。よってそのような場合には、図 39 の相当応力図に現れている塑性ひずみ域をせん断ユニットの底としてせん断変形の単位を認定した。次に、せん断変形の上流端と下流端のせん断線についても又、そのせん断ひずみ量が小さいため不明瞭な場合がある（特に上流端）。しかし、方向の違うせん断ひずみの分布パターンから、図 43 に示したようなせん断変形の単位が認定できる。

しかし、せん断線のつながり方の組み合わせは一通りではなく、これらのせん断変形の単位がつながって、より大規模のすべりが発達する可能性がある。P5-6 のせん断線が、P7-8 のせん断線につながる可能性がある他に、P2 と P3 の中間にあるせん断線が、長く伸びた塑性ひずみ域を介して P5 の下流側につながる可能性がある。また、P12 と P13 の中間に発達すると推定されるせん断線が、塑性ひずみ域を介して P15 のせん断線につながる可能性がある。

せん断変形の発達と斜面形状

図 43 を見ると、この斜面では、凸型形状の部分である P3-P4, P7-P8, P14-P15 には、せん断ユニットの底が深く、形状が円弧状で、ひずみ量が大きなせん断変形が見られる。一方、直線型形状の部分である P5-6, P10-11, P12-13 にはそのような様子は見られず、せん断ユニットの底が 60cm 付近で浅く、ひずみ量が小さく、せん断変形は不明瞭である。言い換えると、凸型形状の部分には深刻なせん断変形が発達するが、直線型形状の部分にはそのような発達は見られない。

6.6 飽和斜面流によるソイルクリープについてのその他の数値実験

この章で用いたシミュレーションの方法を用いて、要素及び条件を変えて飽和斜面流によるソイルクリープの数値実験をし、要素及び条件の結果に及ぼす影響を調べることができる。その例として、2 種類の実験結果を述べる。

6.6.1 物性分布の影響

図 44(1)A は測定斜面の P2 から P4 付近の形状と物性分布である。物性は場所によってかなり不規則な分布をしている。斜面の形状はそのまま、物性分布を図 44(1)B のように（物質部類 1 から 8 が順に分布し、場所による物性分布の不規則性がないように）変えた場合、土層の変形がどのようなになるかを計算した。

図 44(2)は物性分布が B の場合の残留せん断ひずみ（6.5.4. 参照）を示し、図 44(3)はそれぞれ物性分布が A と B の場合の残留変位を示している。変位量については、B の場合は A の場合の約 65%の大きさである。図 44(2)でその変形内容を調べると、B の場合は A の場合（図 42(3)参照）よりもそのひずみ量が小さく、明瞭なひずみの集中が見られない。参考として A の場合に推定されたせん断線を図 44(2)に破線で示す。この図で、B の場合の残留せん断ひずみの分布パターンは、表層土中では A の場合と同じである。

この実験で判ることは、斜面形状が同じであれば応力及びひずみ分布のパターンが同じであるらしいこと、また、物性分布の不規則性が土層の変形量とそれに伴う土壌の変位量に関係することである。

ところでそれとは逆に、せん断ひずみがあれば物性が変化するらしいことが、実際の斜面におけるシミュレーション結果の残留 X Y せん断ひずみの分布と実際の斜面の貫入抵抗値から分類した物性の分布との関係から推定される。具体的には、計算結果から求めた凸型地形でせん断変形が発達している地点（図 43 の P3、P5、P7、P14）と、実際の斜面で強度の弱い物性が深い部分にまで分布している地点（図 30 で同上の地点）が一致する事実がある。ここで起きている現象の内容を考察すると、せん断ひずみの増加によって斜面の風化物質の粒子の結合が緩むとすれば、それに沿って水分の浸透が促進され、風化が進行することが考えられる。

貫入試験の結果（図 8）によると、P7 地点の 120cm 深には、周りの部分よりも軟弱な物性の部分が存在し、風化帯の物質が壊れている、または局所的な風化が進んでいると判断された。著者はその原因に疑問を持っていたが、せん断ひずみの集中線であるとすれば疑問が解消する。この部分は、地形的遷急線を形成する斜面の凸型形状のために、斜面形状に支配されて生じる応力分布のパターンの中で、豪雨時の地下水流の力が働いて発生するせん断ひずみが集中する所なのであろう。

また、P14 地点の 60cm 深から 140cm 深は物性における強度的な弱部であるが、このような弱部が形成された原因として、崩壊によって下流側に崖ができたために応力分布のパターンが変わったことが考えられる。

一方、図 8 の P13 の貫入試験結果によると、190cm 深と 270cm 深に貫入抵抗値が小さい部分があり、花崗岩の風化帯の中の強度的な弱部であると推定され

る（図 30 では、物質部類 4）。このような斜面の深い部分の強度的な弱部は花崗岩の風化の特色の中で形成されたものであろうが、もともと存在するこのような弱部が、斜面形状に導かれる応力分布のパターンとの関係でせん断ひずみの集中を促進し、すべりを形成するきっかけになることは十分考えられる。

一方、物性分布が変わっても変位分布のパターンは変わらない様子が見られるということは、ソイルクリープ現象の中に物性以外の要素である斜面形状と応力バランスの影響を基本的に受ける部分が存在し、それが変位分布のパターンとして現れることを意味すると考えられる。

6.6.2 斜面勾配の影響

直線形状で斜面勾配の違うモデル斜面で土層の変形の発生状況を調べる数値実験をした。物性は物質部類 1 から 8 が順に分布し、斜面の上流端の鉛直境界を自由境界とした。斜面勾配は 0.5 から 1.2 まで 0.1 刻みに変えた。その結果、勾配が 0.7 以下、0.8 から 1.1 まで、1.2 以上の 3 つの勾配の範囲でせん断変形の発生形態に相違があった。その内容を、勾配が 0.6、0.9 および 1.2 の斜面を代表として、相当応力・残留変位・表層土の変形形態の順に説明する。

図 45(1)に Stage 2 の相当応力を示す。表現の仕方は図 39 と同じである。相当応力の分布は、勾配 0.9 の斜面では斜面の途中に相対的に相当応力が大きい所が見られるが、斜面の上部と下部の間では相当応力の絶対値の違いは少ない。しかし他の 2 者では相当応力の絶対値の分布に違いがある。相当応力の絶対値は勾配 0.6 の斜面では斜面下部で増加し、勾配 1.2 の斜面では斜面上部で増加している。

図を省略するが、残留変位の分布パターンは上に述べた相当応力の分布パターンと同じである。変位量の斜面全体の合計は、勾配が 0.9 の斜面が最も大きい。勾配 0.6 の斜面はそれよりも 3% 少なく、勾配 1.2 の斜面は 10% 少ない。

表層土の変形形態を残留せん断ひずみの分布図から推定されるせん断線を模式化して図 45(2)に示す。勾配が 0.6 の斜面には、斜面の上部にせん断ひずみの集中箇所が現れている。それは斜面下方に表層土が引っ張られて切れる、破断または引っ張り破壊のようなものであろう。勾配が 0.9 の斜面では、表層土全体が斜面の上から下までほぼ一斉に滑る。しかし、斜面の途中の相対的に相当応力の大きな部分にすべりが起きている。これは表層土全体がすべる中での部分的な変形である。勾配が 1.2 の斜面では、斜面頂部に小規模のすべりが現れるそしてそこから楔状に斜面下方にせん断ひずみが入り、表層土が斜面から裂けてはがれるような形態になる。

以上まとめると、斜面勾配によって応力分布のパターンが異なるためにひずみの集中箇所が異なり、表層土の変形形態及び変位分布が異なる。

7. 考察

7.1 ソイルクリープとその原因との関係

7.1.1 飽和斜面流による動き

6 章で弾塑性モデルによる有限要素法を用いた数値シミュレーションを行い、豪雨時の表層土の変位のメカニズムと分布パターンを説明することを試みた。ここでは、その結果を評価するため、計算結果と実測結果の比較をする。

7.1.1.1 変位についてのシミュレーション結果と実測結果の比較

実測結果と計算結果の比較

図 46 の上段にシミュレーションの目標とする多雨年（1992－1993 年）の土層の変位の実測値を拡大して示す。そして、下段に同じスケールで、計算した Stage1－3 の残留変位を示す。変位量の実測値の場合は個々の値の変化が大きいのに対して、計算値の場合は個々の値の変化が小さい。これは、斜面の土層を連続体とみなした計算結果であるためである。そこで、変位量の実測値と計算値を比較するに当たっては、変位量を平均化する、また、実測変位の水平・鉛直の 2 成分のうち、土壌の動きをより忠実に反映していると判断される水平成分を計算変位の水平成分と比較することにした。この場合の実測値の平均は、例外的に大きい 5 つの値（本文 P26）を除いて求められている。

変位量の鉛直分布

図 47(1)は変位量の水平成分の鉛直分布である。10cm 毎の深さの変位量を 15 地点について単純平均した値を示している。それらは、実測値については深さ 10－60cm の範囲において実線と影で示し、計算値については Stage1－2 の場合と Stage1－3 の場合を実線で示した。

土壌の深さ 10－60cm の範囲において、1 回の全面飽和によって発生する土層の変位（Stage 1－3 の残留変位）の計算結果は、変位の実測結果の 52%に相当する。

しかし、この計算は物質部類 1 と 2 に塑性ひずみが発生しないと仮定してその初期降伏応力を比較的高く設定している（表 1）。しかし、変位量の計算結果が実測結果よりも小さいので、実際には物質部類 1 と 2 の中にも塑性ひずみが発生し、その初期降伏値は設定したよりも小さい可能性が高い。物質部類 1 と 2 の初期降伏値を設定よりも下げれば、計算結果における残留変位の大きさは上

壤の深さ 0-40cm の部分で Stage 1-2 の変位の大きさに近づく。

それでもなお、深さ 30cm 以浅については、実測値と計算値の分布は明らかに異なっている。これは深さ 30cm 以浅にこのモデルでは説明できない土壤の動きがあるためであると解釈される。

変位量の斜面に沿う分布

図 47(2)は変位量の水平成分の斜面の縦断方向の変化である。斜面に沿う 15 地点について、それぞれ土層の深さ 10cm から 60cm までの 10cm 毎の変位量を単純平均した値を示した。この図で実測変位量と計算変位量には隔たりがある。特に P5、P8 付近で実測値は計算値よりもずっと大きい。その理由として考えられることは、P5 から 8 にかけてのすべりが既に形成されており、土壤がブロックとしてすべり始めているとすれば、すべり面の土壤が塑性的な動きをしているということである。

分布パターンについては、計算値の変化の幅が小さいので非常に見分けにくい。が、注意深く見ると、極大・極小のパターンが比較できる。P2、P3 と P13 地点においては、観測値は極大・極小のパターンが計算値と実測値で異なる。しかし、それ以外の地点においては、極大・極小のパターンが観測値と計算値でほぼ一致する。例えば、P5、P8、P14 の極大、P7、P9 の極小である。P2 から 3 付近の不一致の原因は、計算の際の境界条件を P2 の上流側で変位 0 にしたことにある。P13 付近のそれは、この部分の土層に例外的に粘土・シルト分の比率が多いことである（図 11）。この部分で土壤中の粘土分の重量比率は 30-55% で、他の部分に比べて多い。粘土分が多いことによって、飽和による土の粘着力の低下が小さいために、実際の変位が計算した変位よりも小さいと考えられる。P2-3 と P13 の 2 箇所の例外を除いた他の部分の変位の計算値と観測値の分布パターンは概ね一致している。

斜面区間による違い

測定斜面を P1 から P7 の上部と P8 から P15 の中腹部の斜面区間に分けると、実測した変位は上部斜面の下半部から遷急線付近（P4 から P8）の方が、それより下流の中腹部斜面（P9 から P13）よりも相対的に大きい。一方、計算した変位はそのような斜面区間による違いは見られない。その原因は土層構造と粘土・シルト分の比率に求められる。斜面の上部（P1 から 7）では、風化残積土の原構造が壊れずに残っており、表層土中の粘土分の比率が小さい（図 11）。それに対して中腹部（P8 から 15）では、風化残積土の原構造が壊れ、粘土分の比率の分布が不規則で、P12 から P14 にかけては、表層土中に上流斜面から移動してきたと推定される粘土分が集積している（図 11）。よって、同じ貫入抵抗値を示す土壤でも、上部斜面と中腹部斜面では粘土・シルト分の比率に違いがあるために土の強度に違いがあり、動きが異なると考えられる。

よって、斜面区間によって粘土比率を考慮して土壌の初期降伏応力を変えれば、計算結果をより実測結果に近付けることができる見込みである。しかし、実際の土の強度試験なしにパラメーターをいじることは避けたいと考えた。この計算では、物質定数の正確性が十分でないので、変位量の絶対値がオーダーまで一致することで留めた。

累積の問題について

5.2.1 で述べたように、この斜面では 1993 年に土層の全面飽和に近い状態が 2 回出現しており、図 46 の実測変位量はこれら 2 回の土層の飽和による変位量の累積結果である。この累積の問題をどのように判断すればよいか。

計算では、1 回の全面飽和の際に辿る相当応力－相当ひずみ関係の軌跡は、図 38 において Stage 1－2－3 の順である。しかし、続いて 2 回目・3 回目の飽和が起きた時、その軌跡は Stage 2 と 3 の付近を行き来する。これは、2 回目・3 回目の場合、物質定数は飽和によって強度が低下したままの値であり、応力が増加するだけであるからである。一方、乾燥期間を経て土壌の強度が回復すれば、次の湿潤に移る時には再び Stage 1－2－3 の経路を辿ると考えられる。つまり、地下水流の力による土層の変形は、乾燥期間を経た後の 1 回目と乾燥期間を経ない 2 回目以降では異なると考えられる。しかし、土壌の乾燥によって物理的にどのような変化が起こるかについては、現在のところよく分かっていない。今回は 1 回目の変位を計算しただけで、2 回目以降の計算はできていない。

よって、時系列的に変位の累積現象をシミュレートすることは、乾燥による土壌の物理性の変化の問題が解決されない現状では困難である。現在のところ、まず 1 回分の変位・応力・ひずみ状況を見てその分布のパターンをつかみ、その表層土の変形がどのように進むかの見当をつけることが、研究の到達点である。それは 1 年に 1 回測るという実測データが与える制約からも言える。

以上の検討で明らかになったことは、変位の計算値を実測値に合わせることを阻む要因が少なくとも 3 点ある。①実測データの中にこのモデルで説明できない別の動きが混じっている、②物質定数の不正確、③累積の問題 である。特に物質定数の誤差は変位量の絶対値の誤差となって計算結果に現われると考えられる。

7.1.1.2 その他の特徴についてのシミュレーション結果と

実測結果の比較

これまでに述べた理由で、計算結果と実測結果の絶対値が厳密に一致することは望めない。しかし、シミュレーションモデルの基本的内容が適合していれば、前記の変位の分布パターンに見られるように、現象の特徴は一致する筈である。よって、シミュレーション結果の特徴と実測結果の特徴を更に比較する。

比較の 1 点目は、現象の発生原因である。シミュレーションでは、全面飽和

の状態に伴って発生する飽和斜面流の流動圧を表層土の変位の原因としている。実測では、A 期間に全面飽和に近い土壤水分状態が発生し、それに伴う飽和斜面流の流動圧が表層土に作用したことが推定される。2 点目は、現象の分布形の中のせん断ひずみの分布パターンである。実測結果では、せん断ひずみの分布からピット 3-4 と 5-7 の土壤ユニットが判別された。計算結果では、それらのうち、ピット 3-4 の土壤ユニットは単独のせん断変形単位からなり、ピット 5-7 の土壤ユニットは、ピット 5-6 と 7-8 の 2 つのせん断変形単位からなることが分った。これは、実測結果と計算結果が一致しないと見るよりは、実測結果で分らなかった詳しい内容を計算結果が示していると見られる。つまり、ピット 5-6 の土壤はせん断破壊している。それよりも下手のピット 6-7 の表層土は、せん断ひずみが相対的に小さいので一体性が保たれており、しかもその底部に強度の弱い土壤部分を持つために、それよりも下の部分に対してせん断されて、斜面下方に滑っていると考えられる。比較の 3 点目は、土壤の動きの細部の特徴である。実測結果では、土壤の動きが斜面の内部方向に向かう所・外部方向に向かう所が斜面に沿って交互に現われた(本文 p. 27-28)。計算結果では、図 42 のピット 3-4 のせん断変形単位で、単位の上流側部分及び中央部分で土壤は水平方向に伸びて広がる動きをし、下流側部分で水平方向に縮んで上に持ち上がる動きをしている。このようなせん断変形単位の部分による表層土の伸び縮みの特徴が、実測結果の斜面の内部方向・外部方向への土壤の動きの原因になっていることが十分考えられる。

7.1.1.3 シミュレーション結果と実測結果の一致点

以上の比較の結果、シミュレーション結果と実測結果の一致点は、現象の原因を別にすると、変位・せん断ひずみ・土壤の動きの細部の特徴のいずれもパターンであり、これらはすべてせん断変形単位の特徴を表すものである。つまり、シミュレーション結果と実測結果はせん断変形単位をそのパターンの特徴としてもつ点で一致すると言える。従って、本測定斜面における豪雨時のソイルクリーフは、飽和斜面流の力による表層土のせん断変形によって起り、シミュレーションはその結果として生じるせん断変形単位の形を表現できていると言える。

しかし、図 27 に見られる深さ 20-40 cm 付近にせん断面の集中をもつ土層上部の動きはこのシミュレーションでは説明できない。この部分には、また別のメカニズムが存在する可能性がある。

7.1.2 土壤パイプが関係した動き

B 層の変位量測定のためのマーカークの位置の測定の際に、三角柱の形をしたピットの側壁のマーカークを設置した鉛直測線に沿って、肉眼観察で判別できる

程度の空隙が大きい土壌部分（土壌パイプ）がないかどうかを調べた。その結果、A 期間については、ビット 14 の深さ 59 cm（図 25(3)の黒丸）に、期間の初め（1992 年 8 月）にはなかった直径 10 cm 余りの土壌パイプが 1 つ、期間の終わり（1993 年 11 月）に観察された。その位置に当初は等高線に平行に設置されていたマーカーは、不規則に変位して 1 つ上位にあるマーカーと交叉していた。観察によると、これは飽和斜面流の力による地下侵食によるものであると判断された。

B 期間については、期間の初め（1993 年 11 月）には認識されなかった空隙が多い土壌部分が 6 箇所、期間の終わり（1994 年 11 月）に観察された（図 26(3)の黒丸）。それらの空隙の大きさは直径数 mm から約 4 cm であった。これらが A 期間にできたパイプと異なる点は、表層土全体は不飽和な水分状態の期間にできた点である（B 期間には、表層土が全面飽和に近い状態になった可能性は少ない）。この斜面の A 層又は B 層上部で、表層土全体は不飽和な水分状態の時に土壌が動き、パイプができることがあることは、著者らが 1990 年の 1 年間にこの斜面の数箇所を観察し、その時の水と土壌断面から出て残留した土砂を測って確認している（園田ほか、1991）。しかし、土壌の移動のメカニズムは明確でない。1993 年から 1994 年にかけての B 期間でも、B 層上部で 1990 年と同様の土壌パイプによる土の動きが起った可能性がある。しかし、この期間には、パイプに関係して実際に動いた土と水を測っていないため、その詳細は分らない。ただし、B 期間に観察されたパイプの位置がビット 3 及び 5 付近に集中しており、そこは A 期間に土層の途中で土壌がせん断破壊したゾーンに当たることから、豪雨時の土壌のせん断破壊が、その後の土壌パイプが関係した土の動きの要因になっていることが示唆される。

7.1.3 湿潤・乾燥による動き

B 層の変位量測定結果の中の B 期間の動きのうち、パイプと関係ないと思われる動きが 2 つある。1 つは、A 期間に斜面方向に大きく動いた塊状の部分（土壌ユニット）の中央及び下流側部分に当るビット 5-8、11、14 で、B 期間に斜面の内部方向への土壌の動きが大きいことである。B 期間は 6 月から 8 月の夏季に雨量が少なく、土壌が極端に乾燥していたと推定される。9 月後半には 2 週間に 130 mm の雨量があったが、この時期の雨量としては平年に比べると少ない（図 23）。よって、斜面の内部方向の動きの原因は、土壌パイプに関連したものを除けば、土壌の乾燥による収縮であると考えられる。

他の 1 つは、同じ B 期間にビット 12 と 13 の土壌が周りとは逆に斜面の外部方向に動いていることである。この原因は、土壌パイプとは無関係であるが、乾燥による収縮だけでも説明できない。更に別な原因として、物性の影響が考

えられる。この部分の土壌中には、例外的に粘土分の比率が多い。乾燥による収縮の後の降雨による膨張の過程で、周りの土壌部分に対して収縮・膨張の反応が異なるこの部分が、結果的に斜面の外に押し出された可能性がある。

7.2 斜面に沿うソイルクリープの特徴と斜面の微形状との関係

Terzaghi(1950)は‘seasonal creep’を「季節的な変動が地表面下に届く範囲またはそれ以浅の深さで起こり、大地の斜面下方へのシート状の動きとなる。」と述べている。実測結果の u の分布から見ると、斜面に沿う土壌の動きは大きい所と小さい所があるが（図 25 及び 26）、 Δy の分布から見ると、水平方向の土壌の動きは場所による差が小さく、概ね均一な速度で動いていると言える（図 28）。この水平方向の均一的な移動成分を持つ点においては、ソイルクリープはシート状の動きであると言える。

しかし、 Δz の分布から見た鉛直方向の動きは複雑であり、斜面に沿って動きが大きい所と小さい所が現われる（図 28）。これは、6.6.2 に述べたように斜面勾配と土壌の変位が一律的な対応関係にないことから、斜面勾配の変化によって生み出されたものとしてだけでは説明できない。7.1.1.3 で述べたように、豪雨時のソイルクリープによって形成されるせん断変形単位が原因で生み出された結果であると考えられる。せん断変形単位の形成が豪雨時のソイルクリープの特徴であり、本研究 6 章の計算結果から知られるその特徴は次のようである。

1. 斜面上でのせん断変形単位の配置について、せん断変形単位の底は塑性ひずみ又は破壊の発生位置に当たり、測定斜面では、相当応力の分布（図 39）から、土層の深さ 40cm—130cm に推定される。底が決まればせん断変形の 1 単位の長さが決まり、それは水平距離で約 1—4m である。斜面上には、それぞれの場所の物性・斜面形状・応力バランスから必然的に決まるせん断変形単位が並ぶことになる。

2. 概念的に、せん断変形単位の形成が直接の原因で斜面形状が変化することが考えられる。図 48 は、1 つのせん断変形単位について、①上流側部分、②中央部分、③下流側部分に位置する 3 地点の Stage 1—2 及び Stage 1—3 の変位の計算結果の鉛直分布を示したものである。各々 2 つ示したうちの大きい方が Stage 1—2 のそれである。断面①では、推定されるせん断線まで土壌の深さ方向に変位量が増大する。②では、同じく増大するか同じであり、③では減少する。それらが地表面の変化傾向へ及ぼす影響は、地表面の相対位置が①では低下、②では現状維持、③では上昇である。つまり、ソイルクリープは幾らかの地表

面形状の変化を作り出す傾向を持っている。

3. 斜面形状とせん断変形の発達の関係について、本文 p50-51 で述べたように、せん断変形は斜面の直線型形状の部分よりも凸型形状の部分でより発達するという計算結果が出ている。つまり、せん断変形によるソイルクリープは凸型斜面形状の所で盛んである。

4. 更に、6.6.2 の結果から、直線型斜面形状で勾配が異なる場合は、応力分布のパターンが異なり、そのためにせん断変形単位の分布パターンが異なり、変位量も異なることが分る。つまり、ソイルクリープは斜面勾配の影響を受けるが、その対応は一律的でない。

最後に、実際の斜面に見られる微形状と計算によるせん断変形単位、ひいてはソイルクリープとの対応を見ると、本論文 2 章で述べた微形状の崖の輪郭をなす P2-3・P4-5・P12-13 の小さな傾斜の変換点は、本論文 6 章で述べた計算で求めたせん断変形単位の上流端に位置する。一方、地形上の遷急線上にある P7-8 の（相対的に大きな）傾斜の変換点は、同じくせん断変形単位の下流端に位置する。そして、P7-8 には、崩壊による大きな崖である P14-15 におけると共に、深刻なせん断変形（せん断変形単位の規模が大きく、ひずみの集中度が高い）が発生している(図 43)。これらの対応関係を見ると、斜面区間内部の微形状については、豪雨時の飽和斜面流の力による表層土のせん断変形単位の形成によって直接できた可能性が高いと考えられるが、斜面区間を区切る遷急線を形成する崖及び崩壊による崖の成因は、それとは次元が異なるものであると考えられる。それらのできた原因はソイルクリープ以外のものである可能性があるが、できた後では、その形状を要素及び境界条件として新たなせん断変形が発生し、盛んなソイルクリープ活動が始まっていると言える。

7.3 ソイルクリープの動きの性質について

測定斜面に見られるソイルクリープの基本的性質がどのようなものであるか検討し、それがどのような条件の斜面に一般化できる可能性があるか考察する。

これまでの分析結果から、測定斜面では、全面飽和に近い状態の時のみ表層土の弾塑性変形によるせん断変形が発生し、その中にすべりも見られると言えよう。ところが、この動きを斜面全体で平均した図 27 の A 期間のソイルクリープ量の鉛直分布プロファイルは、全体として流れを示しているように見える。

また同様に、B 期間についても、不飽和の水分状態における湿潤・乾燥や土壌パイプが関係した土壌の動きは局部的でその内容が複雑なものが多いため、

マクコに見た場合は流れであるとし得たとしても、ミクコに見た場合は流れとは異なる動きもその中に含まれることが十分考えられる。よって、ソイルクリープのメカニズムの解明に当たっては、土壌の動きの実測データを基に、発生域の物性を考慮しながら、多様なモデルを検討する必要がある。

これらの測定斜面で得られたソイルクリープの性質が一般化できる斜面の条件を文献と合せて考察すると、まず、基本的な条件は、①湿潤気候であること、②ルースな表層物質が斜面に載っていることの2点である。①に関しては、水分状態の変化が表層物質の物性を変化させること、水が表層物質に力を及ぼすことが意味をもつ。②に関しては、マサ土は砂質土であり、粘着性に乏しいルースな性質をもつこと、又、森林土壌は盛んな生物活動によって作り出された空隙の多い土壌で、生物活動にとって適した気候は温暖湿潤気候であることが意味を持つ。森林土壌に似た土壌は、草地や畑地にも見られる。また、基本的な条件の2点の他、森林や草地では植物の根が土壌を緊縛し、移動を阻止する効果があることも重要である。

以上のことから考えると、測定斜面で見られたソイルクリープの性質は、日本のような温暖湿潤気候下にあり、マサ土のように砂質で、かつ生物活動の影響によって空隙が多いルースな性質の土壌が形成されている森林斜面や斜面にある草地や畑地で、植物の根による土壌の緊縛効果が小さい場合に典型的に見られるソイルクリープの性質として、一般化できる可能性がある。

7.4 ソイルクリープ研究における弾塑性モデルによる有限要素法解析の利用について

弾塑性モデルによる有限要素法解析は、斜面上で初生すべりの発生箇所を推定する場合にその特長を生かせることが知られている。しかし、その有効性を証明するには、推定されたすべりが実際の斜面で確認されなければならない(川本・田中 1988 ; Skempton 1961,1964)。この斜面における研究では、実測結果からすべり線の位置を推定した結果(本文 p27-28)と計算結果(本文 p49-50)を比較し、せん断変形単位の分布の一致が見られることから、計算結果の有効性の一部が知られた。また、そのことを基に、初期降伏値を少し超える程度の応力による土層のせん断変形としてのソイルクリープがこの方法で解析できる可能性が十分あることが分った。よって、この方法を測定斜面及び測定斜面に似た条件の斜面の豪雨時のせん断変形によるソイルクリープの解析に適用することは、意味があると言える。

8. 結論

明日香村の試験斜面について得られた結果は、次の通りである。

1. 土層の最上部の A 層とその下の B 層のソイルクリープ量を、土壌の表面及び土壌断面に挿入したマーカーの位置の変化を測量基準点からの距離を測る方法で測定し、A 層で約 1 cm/year、B 層で平均して数 mm/year の結果を得た。また、B 層の土壌の変位量については、斜面の鉛直 2 次元縦断面における空間分布を明らかにし、それがパターンをもっていることが分った。
2. 土壌の深さと温度及び降雨条件によって、現れるソイルクリープのプロセスは異なる。A 層の土壌の移動は、冬季の土壌の凍結・融解とその後の春季から夏季にかけての降雨によるものであった。B 層の土壌の移動は、B 層上部を中心とした局部的に大きい動きと B 層底部から A 層までを含む土壌の全体的な動きからなり、前者は降雨量の多寡にかかわらず現れるが、後者は降雨量が多い時、つまり土層が全面飽和に近い状態の時に現れると推定された。そして、前者の原因の一つは土壌パイプにあると推定され、後者の原因は土層中に発生する飽和斜面流にあると推定された。
3. 飽和斜面流による表層土のクリープについて、弾塑性モデルによる有限要素法を用いたシミュレーションを行なった。このモデルは、初期降伏値を少し超える程度の応力による土層のせん断変形としてのソイルクリープのメカニズムをうまく表現できる。シミュレーション結果と実測結果を比較したところ、斜面に沿うせん断変形単位の分布のパターンが一致することから、このモデルを適用することの有効性の一部が確認された。
4. その他の考察事項として、地形との関係については、ソイルクリープは斜面区間内部の微形状の直接的な原因になる可能性が高いこと、又、動きの性質については、ソイルクリープは全体的に見ると流れのように見えるが、部分的に見るとすべりその他の動きも見られるので、メカニズムは多様に考えなければならないことが分った。

温暖湿潤気候下の森林斜面では、森林植生に守られて表層土が極端な乾燥や温度変化に晒されることがないため、生物活動が盛んな空隙の大きい土壌が形成されている。更に、測定斜面のように土壌が砂質の場合は、土壌は基本的にルースな性質をしている。以上の条件下の斜面では、降雨がソイルクリープを発生させ、それが地形変化に大きな意味を持つと考えられる。測定斜面は、以上の条件下の斜面のごくありふれた一例であり、測定斜面で得られたソイルク

リープの性質は、同様の条件下の斜面のソイルクリープの性質として一般化できる可能性が高いと考えられる。

更に、ここに示した現象の実測方法と解析方法は、他の斜面における表層土のクリープの研究にも利用できる。今後は、このモデルで、或いはまた別の適したモデルで現象を解析するために、必要な要素の値と条件、及びソイルクリープの結果を求める測定が必要になってくる。要素及び条件とは、物性・斜面形状・働く力・境界条件・過去の変位履歴などであり、結果とは土壌の変位量である。それらを求めることは容易ではないが、現在の測定技術の一般的な水準においては不可能なことではない。また、すべてを測定しなければならないのではなく、基本的な部分を測定すれば、他の部分にそれを応用することもできる。一步、一步、進めるしかない。

一般的な表層土のクリープ現象が、その実態とメカニズムの両方で解明されるならば、時間的な経過を入れて、その延長線上に斜面形の議論が可能になる。更に、ソイルクリープ研究の成果は、斜面の崩壊や土砂生産量の予測など、土砂災害の研究の一端にも利用できる。著者の研究はあくまでも地形変化のプロセス（動き）の研究であるが、それが又、関連の分野の問題の解明に役立つことを期待する。

謝辞

この論文は、京都大学防災研究所奥西一夫先生の長年に渡る援助とご指導によって実現した。そのご恩に深く感謝致します。

また、大阪教育大学の石井孝行先生にはソイルクリープに関する多くの文献と斜面測量器を提供していただき、有益なご意見をいただいた。当時京都大学防災研究所の吉岡龍馬先生には粘土分析の指導と必要機器の提供をしていただいた。京都教育大学地理学教室からはテンションメーターを貸していただいた。野外調査に際しては、明日香村細川の山下さんに大変便宜を図っていただき、当時京都大学大学院生の川村悟史さんと焦春萌さん、国土地理院の岩橋純子さんには調査を手伝っていただいた。これらの方々の助力に厚くお礼を申し上げます。

研究指導に当っては、京都大学防災研究所地盤災害研究部門の佐々恭二先生千木良雅弘先生、諏訪浩先生、福岡浩先生と末峯章先生に論文の本質的及び具体的内容についてご指導をいただいた。また、斎藤隆志先生、横山康二先生を

初め部門のメンバーの方々には有益な討論をしていただき、様々な便宜を図っていただいた。これらの方々のご指導とご協力に深く感謝致します。

最後に、著者が京都教育大学学生の時よりこの研究に導き、励まし、見守ってくださった水山高幸先生と著者を支えてくれた家族に感謝します。

参考文献

- Anderson, E.W. & Finlayson, B. (1975) *Instruments for measuring soil creep* : British Geomorphological Research Group technical Bulletin, **16**, 1-51.
- Anderson, E.W. and Cox, N.J. (1978) A comparison of different instruments for measuring soil creep : *Catena*, **5**, 81-93.
- 明日香村史刊行会 (1979) 明日香村史—地理・風土編一, 285p.
- Barr, D.J. and Swanston, D.N. (1970) Measurement of creep in a shallow, slide-prone till soil : *American Journal of Science*, **269**, 467-480.
- Benedict, J.B. (1970) Downslope soil movement in a Colorado alpine region - rates, processes, and climatic significance - : *Arctic and Alpine Research*, **2-3**, 165-226.
- Carson, M.A. and Kirkby, M.J. (1972) *Hillslope Form and Process* : Cambridge University Press, 467p.
- Culling, W. E. H. (1963) Soil creep and the development of hillside slopes : *Journal of Geology*, **71**, 127-162.
- Davis, W.M. (1892) The convex profile of bad-land divides : *Science*, **20**, 245.
- Davison, C. (1889) On the creeping of the soilcap through the action of frost : *Geological Magazin.*, **6**, 255-261.
- 土質工学会 (1992) 「N値およびC・ ϕ —考え方と利用法—」 : 土質工学会, 211p.
- Finlayson, B. and Osmaton, H.A. (1977) *An Instrument System for Measuring Soil Movement* : British Geomorphological Research Group technical Bulletin, **19**, 32p.
- Gilbert, G.K. (1909) The Convexity of Hilltops : *Journal of Geology*, **17**, 344-350.
- Goudie, A. (1990) *Geomorphological Techniques - Second Edition* - : Cambridge University Press, 557p.
- 東町高雄 (1993) 有限要素法のノウハウ : 森北出版, 95p.
- 井上達雄・王 志剛 (1984) 有限要素法による弾塑性体の応力解析プログラム—平面応力・平面ひずみ問題— : 京都大学大型計算機センター.
- 石井孝行 (1976) 足尾山地北部の山地斜面における凍結・融解にともなう斜面物

質移動 : 地理学評論, **49**, 523-537.

Ishii, T. (1981) Microforms and slope processes of the Ashio Mountain in Central Japan, Trans. Japan. Geomorph. Union, **2**, 279-290.

和泉正哲 (1975) 有限要素法の適用範囲と実用面からみた価値評価 : 土と基礎, **23-1**, 3-9.

川本 聡 (1975) 土質工学と有限要素法 : 土と基礎, **23-1**, 1-2.

川本 治・田中忠次 (1983) 弾塑性論を適用した斜面の崩壊解析 : 農業土木試験場技報, **153**(CE-1), 35-48.

川本 治・田中忠次 (1988) 弾塑性崩壊解析手法の斜面の崩壊事例への適用 : 土と基礎, **36-5**, 49-54.

木原 淳二 (1986) 材料技術者のための“弾塑性力学” : 丸善, 139p.

King, L.C. (1953) Canons of landscape evolution : Bulletin of the Geological Society of America, **64**, 721-752.

Kirkby, M.J. (1967) Measurement and theory of soil creep: Journal of Geology, **75-4**, 359-378.

Kojan, E. (1967) Mechanics and rates of natural soil creep : Proceedings, 5th Annual Engineering Geology and Soils Engineering Symposium, Pocatello, Idaho, 233-253.

河野伊一郎・八木則夫・吉国 洋 監修 (1990) 土の力学 : 技報堂出版, 256p.

丸井英明 (1981) 自然斜面における表層崩壊の研究 : 京都大学学位論文, 119p.

Matsuoka, N. (1994) Continuous recording of frost heave and creep on a Japanese alpine slope : Arctic and Alpine Research, **26**, 245-254.

西田一彦 (1986) 風化残積土の工学的性質 : 鹿島出版会, 189p.

逢坂興宏・田村 毅・窪田順平・塚本良則 (1992) 花崗岩斜面における土層構造の発達過程に関する研究 : 新砂防, **45-3**, 3-12.

奥西一夫・斎藤隆志・園田美恵子 (1993) 滋賀県大谷川源頭部斜面に見られる微起伏の成因に関する研究 第一報 : 京都大学防災研究所年報, **36**, B-1, 207-218.

奥西一夫・飯田智之 (1978) 愛知県小原村周辺の山崩れについて (I) - 斜面形、土層構造と山崩れについて - : 京都大学防災研究所年報, **36**, 297-311.

奥西一夫 (1996) 「陸水物理学概論」講義ノート

沖村 孝・田中 茂 (1980) 一試験地における風化花崗岩の土層構造と崩壊発生深さに関する研究 : 新砂防, **116**, 7-16.

Owens, I.F. (1969) Causes and rates of soil creep in the Chilton Valley, Cass, New Zealand : Arctic and Alpine Research **1**, 213-220.

Parizek, E.J. and Woodruff, J.F. (1957) A clarification of the definition and classification

- of soil creep : *Journal of Geology*, **65**, 653-656.
- 佐々木靖人・藤井厚企・浅井健一・中村康夫 (1994) ロームに埋積された谷頭斜面のマスムーブメントの過程 : *応用地質*, **35-5**, 27-39.
- 澤口晋一 (1987) 北上山地山稜部の荒廃裸地における凍結・融解による斜面物質移動 : *地理学評論*, **60A**, 795-813.
- Schumm, S.A. (1956) The Role of Creep and Rainwash on the Retreat of Badland Slopes : *American Journal of Science*, **254**, 693-706.
- Selby, M.J. (1968) Cones for measuring soil creep : *Journal of Hydrology (N. Z.)*, **7(2)**, 136-137.
- Sharpe, C. F. (1938) *Landslides and related phenomena* : Columbia Univ. Press, 137p.
- Skempton, A.W. and Brown, J.D.(1961) A landslide in Boulder Clay at Selset Yorkshire : *Geotechnique*, **11(4)**, 280-293.
- Skempton, A.W.(1964) Long-term Stability of Clay Slopes : *Geotechnique*, **14**, 77-101.
- 相馬秀弘・岡沢修一・岩田修二 (1979) 白馬岳高山帯における砂礫の移動プロセスとそれを規定する要因 : *地理学評論*, **52**, 562-579.
- 園田美恵子 (1989) 山地小流域における土砂移動に関する観測の一例 : 日本地形学連合 10 周年記念大会論文集
- 園田美恵子・水山高幸・吉岡龍馬 (1991) 山地小流域の土砂移動, *地形*, **12**, 301-302.
- 園田美恵子 (1993) 山地小流域における土砂流出の季節変化 : *地形*, **14**, 53-70.
- 園田美恵子・奥西一夫・吉岡龍馬・川村悟史 (1994) 森林で覆われた斜面の地形、土層構造及び土の物理的性質—奈良県明日香村花崗岩の場合— : *京都大学防災研究所年報*, **37B-1**, 127-139.
- Sonoda, M.; Okunishi, K. (1994) Downslope Soil Movement on the Forested Hillslope with Granite Bedrock: The proceedings of International Symposium on Forest Hydrology, Tokyo, 479-486.
- 園田美恵子・奥西一夫 (1995) 森林斜面の表層土のクリープについて : *地形*, **16**, 298.
- 園田美恵子 (1996) クリープ性土砂移動の把握方法 : 恩田裕一・奥西一夫・飯田智之・辻村真貴編「水文地形学」, 古今書院, 112-118.
- 園田美恵子 (1996) 地下水位が異なる場合の飽和斜面流の力による表層土の変位の数値シミュレーション (未公表)
- Sonoda, M. (1998) A numerical Simulation of Displacement of Weathered Granite on a Forest Slope, *Trans. Japan. Geomorph. Union*, **19**, 135-154.
- 園田美恵子・奥西一夫 (1999) 森林斜面における表層土のクリープの測定 : *地形*, **20**, 519-540.
- Strahler, A. N. (1952) Dynamic basis of geomorphology : *Bull. Geol. Soc. America*, **63**,

923-938.

- Tamura, T. (1969) A Series of Micro-landform Units composing Valley-heads in the Hills near Sendai : Science Reports of Tohoku University, 7 (Geography), **19**-1, 111-127.
- 田村俊和 (1987) 湿潤温帯丘陵地の地形と土壌 : ペドロジスト, **31**-2, 135-146.
- 田中忠次 (1979) 土質構造物への適用を目的とした一般弾塑性モデル有限要素解析法 : 農業土木試験場報告, **18**, 101—122.
- 谷本親伯 (1993) 力学的モデルおよび構成則、材料学会編「岩の力学」—基礎から応用まで— : 丸善, 41-51.
- 寺嶋智巳・佐倉保夫 (1993) 花崗岩山地谷頭部の地形変化に及ぼす斜面浸透水流の作用 : 地形, **14**, 365-384.
- Terzaghi, K. (1950) Mechanism of landslides application of geology to engineering practice : Geol. Soc. America, Berkley volume, 83-123.
- Thomson, C. W. (1877) The movement of soil cap : Nature, **15**, 359-360.
- Williams, P.J. (1957) The direct recording of solifluction movements : American Journal of Science, **255**, 705-715.
- 山田嘉昭 (1972) コンピュータによる構造工学講座 2「塑性・粘弾性」 : 培風館, 60-65.
- Yamada, S. (1997) Seasonal Variation in Soil Creep on a Forested Hillslope : Trans. Japan. Geomorph. Union, **18**, 117-130.
- 山口柏樹 (1984) 土質力学 : 技報堂、399p.
- 吉岡龍馬・高谷精二 (1978) 兵庫県一宮町崩壊地の水質と粘土鉱物 : 京都大学防災研究所年報, **21**, B-1, 313-322.
- Young, A. (1960) Soil movements by denudational processes on slopes: Nature, **188**, 120-122.
- Young, A. (1963) Soil movement on slopes : Nature, **200**, 129-130.
- Young, A. (1978) A twelve-year record of soil movement on a slope: Z.Geomorph.N. F.Suppl. **29**, 104-110.
- Zienkiewicz, O. C. & Cheung, Y. K. (1971) 「マトリクス有限要素法」 吉識雅夫監訳 : 培風館, 840p.
- Zienkiewicz, O.C., Humpheson, C. and Lewis, R.W.(1975) Associated and Non-associated Visco-plasticity and Plasticity in Soil Mechanics : Geotechnique, **25**(4), 671-689.

Sharpe によるマスマーブメントの分類(1938)

- Slow flowage … (地表面の土壌や岩屑の斜面下方への低速度の動きで、普通は長期間の観測によらなければ認識できない現象)
Rock creep, talus-creep, soil-creep, rock-glacier creep and solifluction
- Rapid flowage… Earth-flow, mud flow, and debris-avalanche
- Sliding … Slump, debris-slide, debris-fall, rock-slide, rock fall
- Subsidence … Sinking of ground over mines, caves, etc.

Parizek and Woodruff による再分類の 2 番目の案 (1957)

Imperceptible: (知覚できない)

Creep … Rock-creep, talus-creep, soil-creep (minute slump, void filling, frost-heaving)

Perceptible: (知覚できる)

Flowage … Earth-flow, mud flow, debris-avalanche, solifluction

Sliding … Slump, debris-fall, debris-slide, rock-slide, rock fall

Subsidence…Sinking of ground over mines, caves, etc.

図 1 マスマーブメントの分類

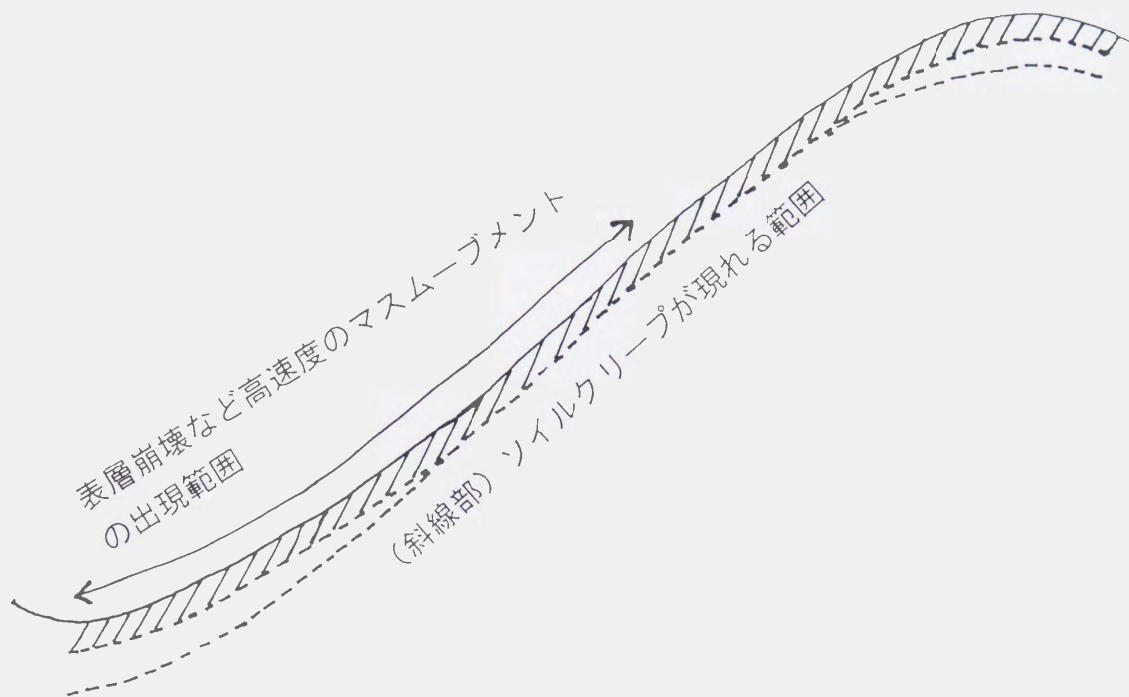


図2 ソイルクリープの現われる範囲

ソイルクリープの原因
水文気象条件・生物条件 の変化
雨・風・温度・湿度・植生・動物など



土の物性変化 ・ 土に作用する力
強度・移動性 (重力)・水流力・体積膨張力
・空気圧・衝撃力など



斜面物質の移動の
プロセス が決まる

力の種類・組み合わせ・大きさ
・繰り返しなどが関係

図3 ソイルクリープの原因とプロセス

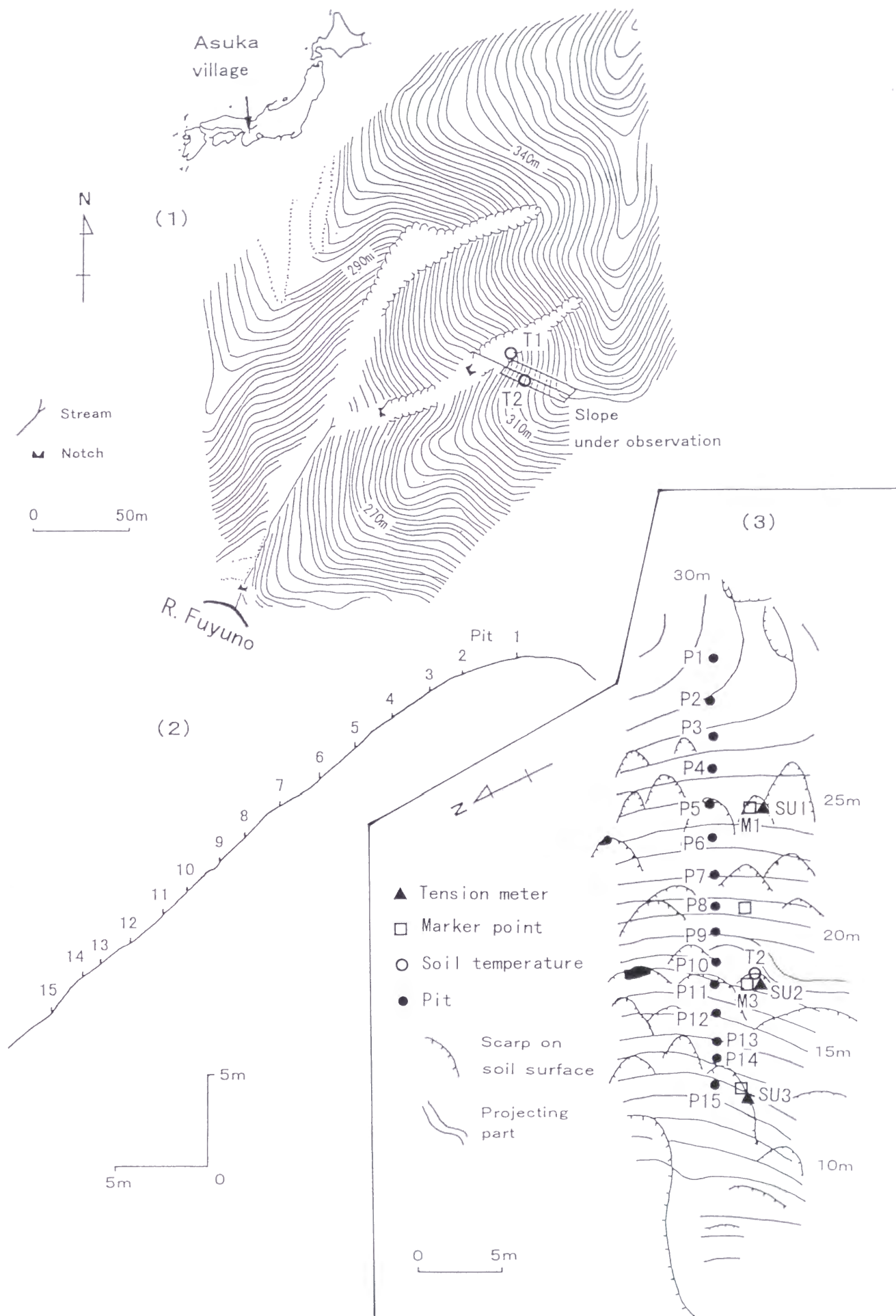


図4 測定斜面の (1)位置 (2)縦断面形とピットの位置 (3)地形測量図

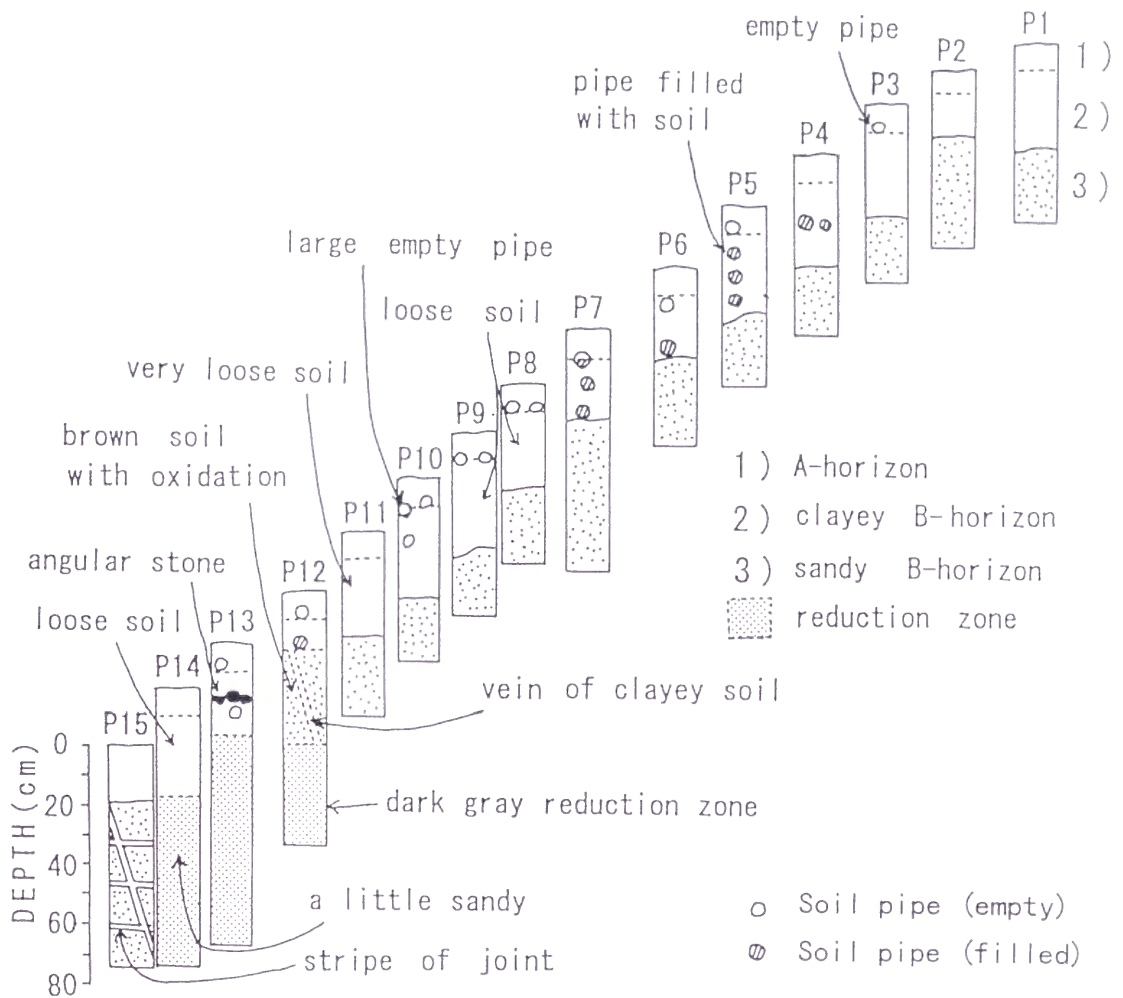


図5 斜面に沿う15のピットの土壌断面

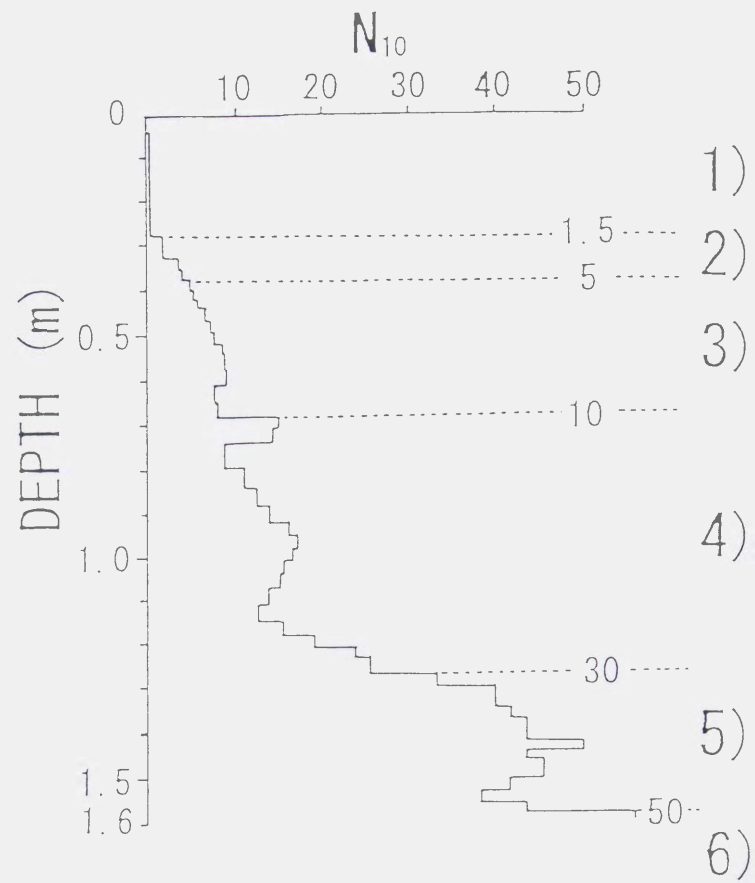


図6 尾根部(P1)における簡易貫入試験の結果とそれに基づいた風化花崗岩の区分

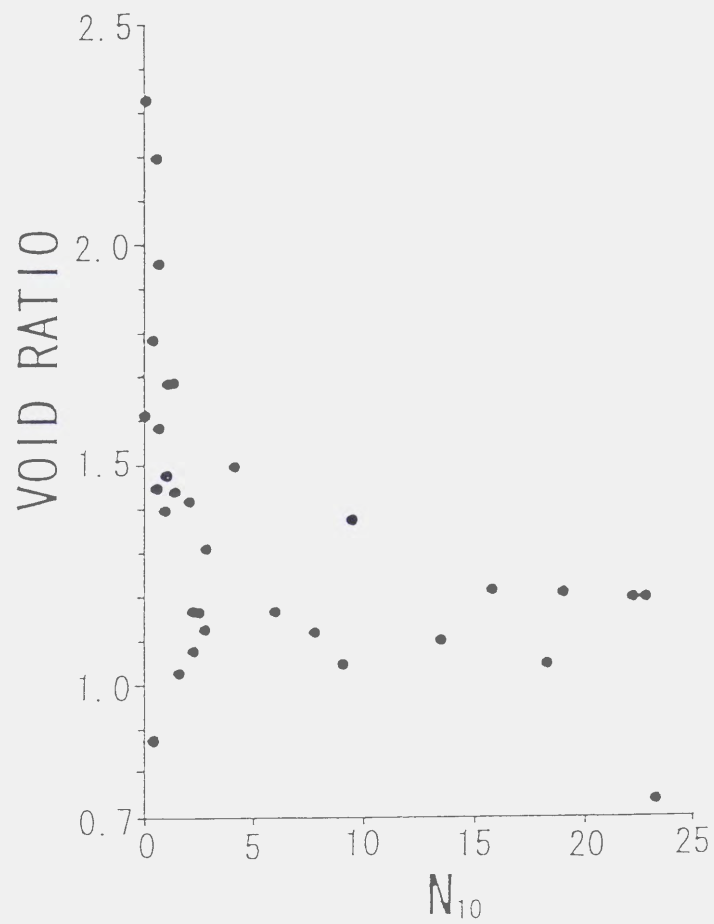


図 7 測定斜面の土壌の間隙比と貫入抵抗値

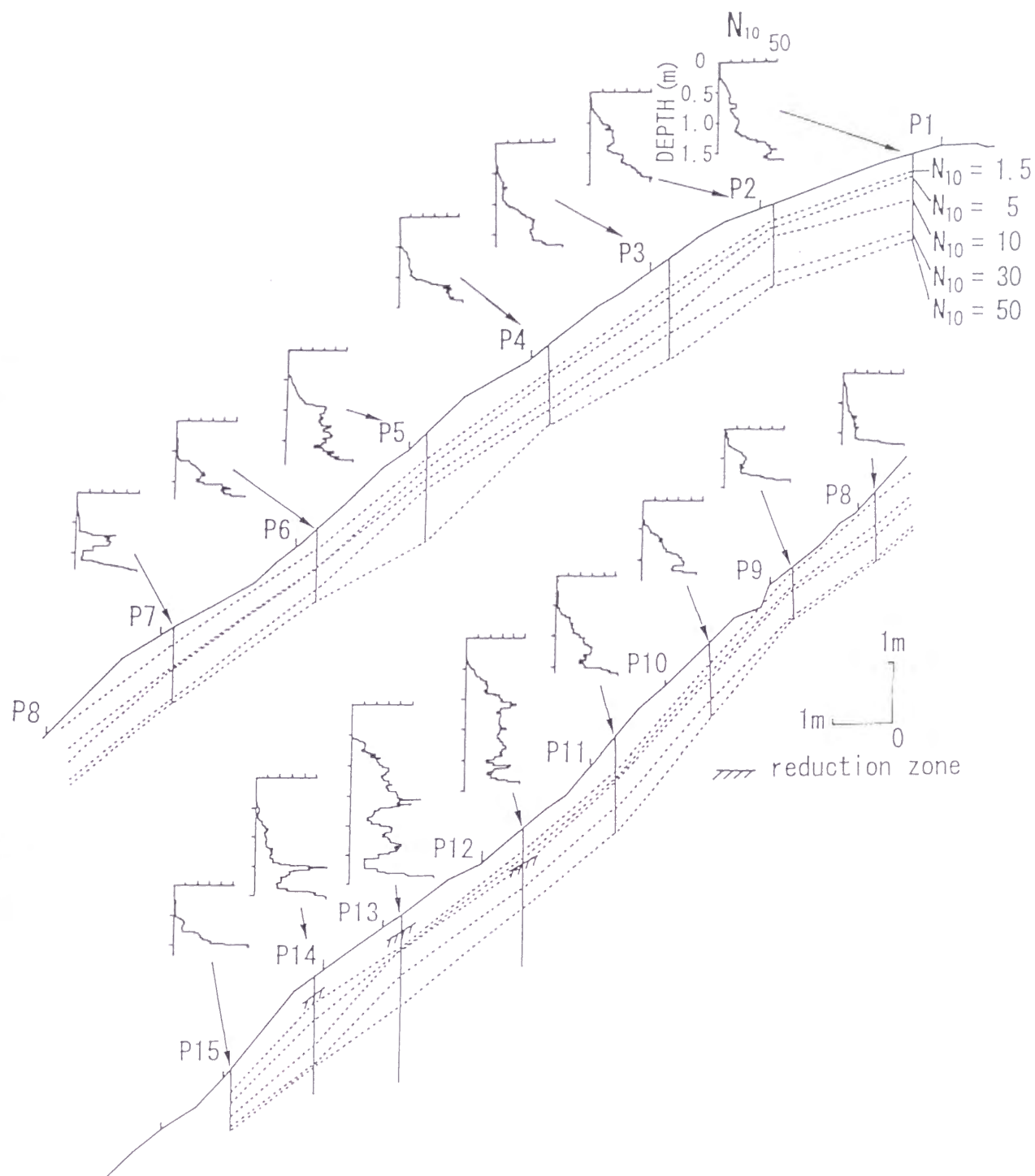


図8 測定斜面の簡易貫入試験結果

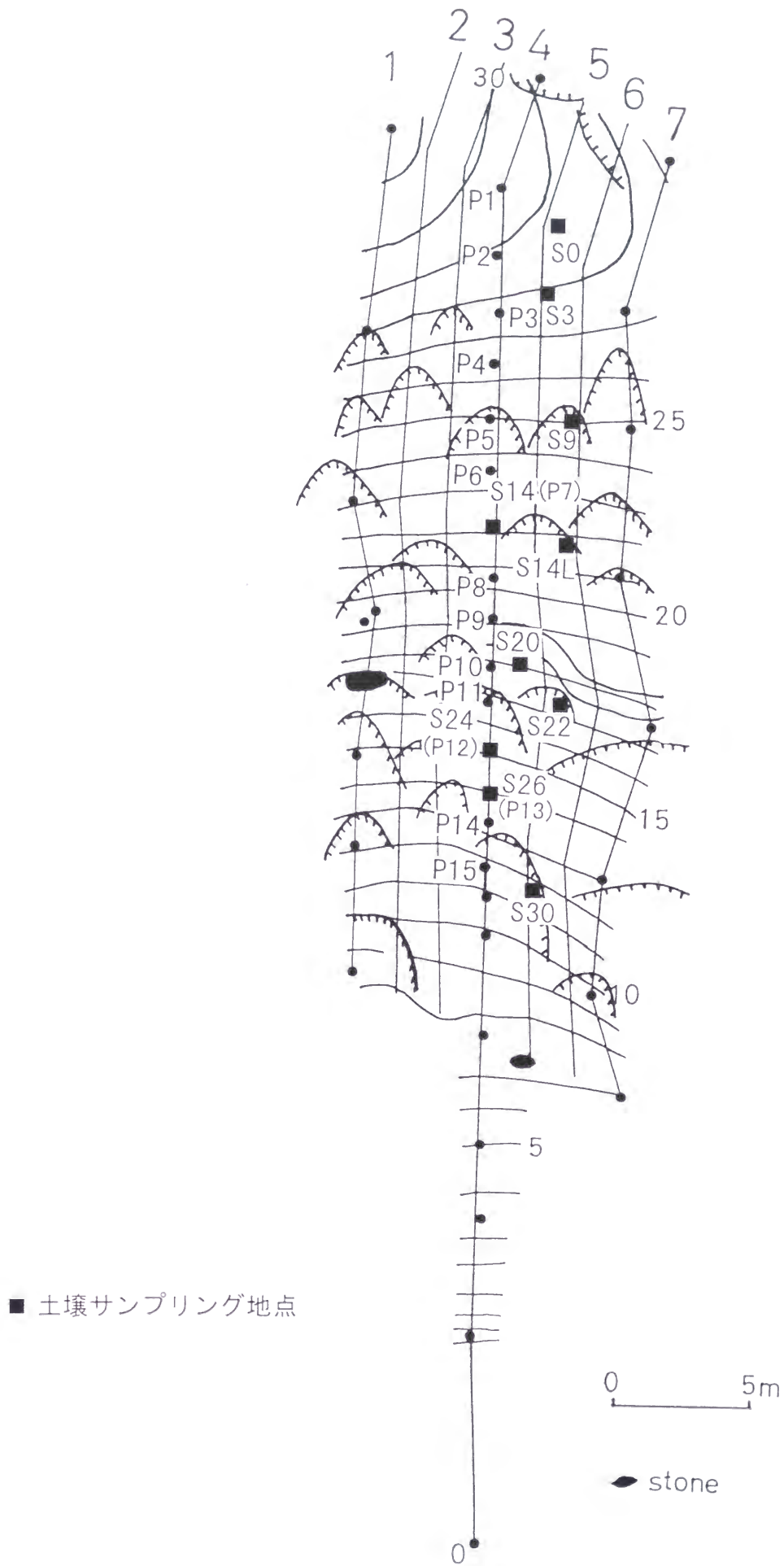


図 9 土壌サンプリング地点位置図

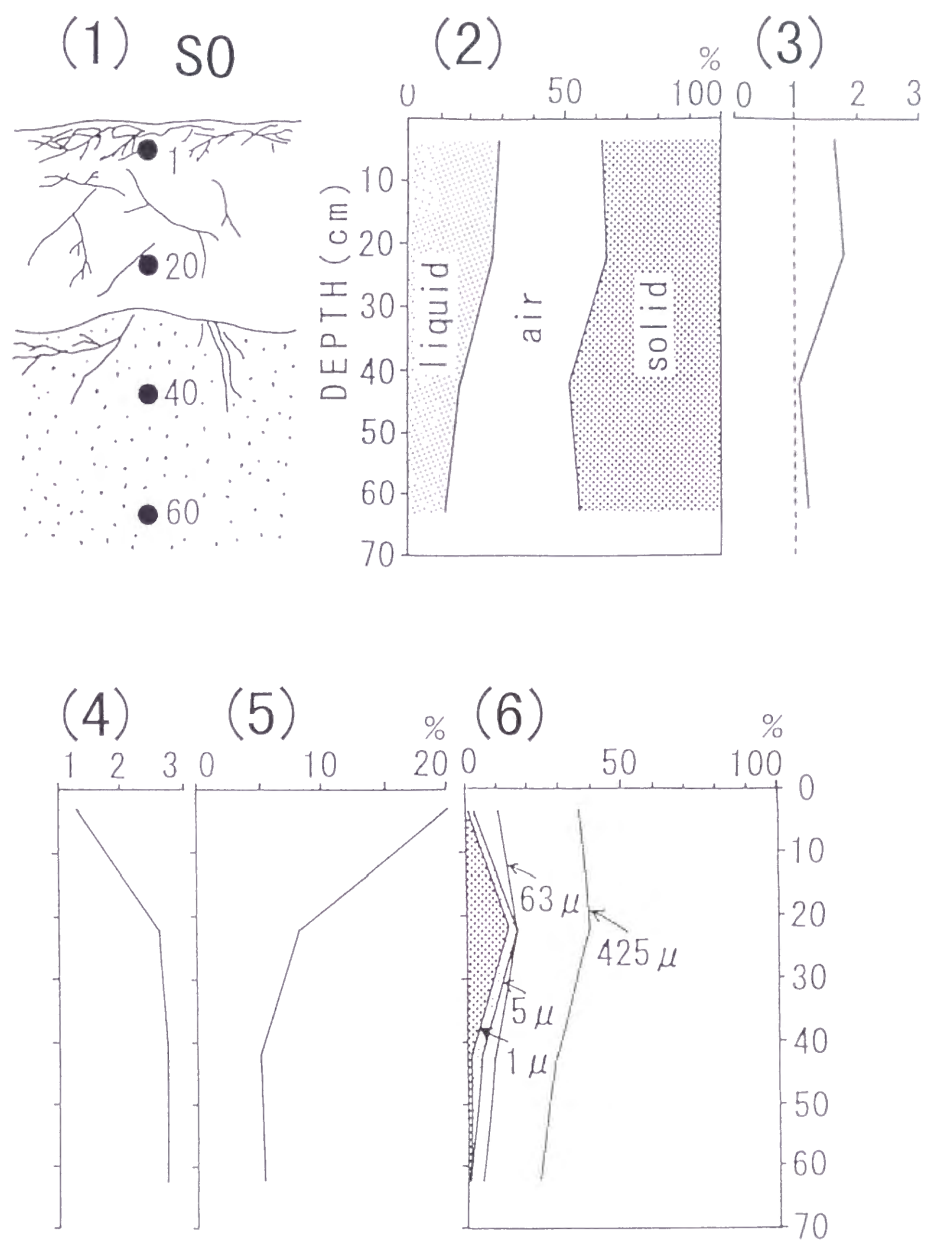


図 10 尾根地点 (S0) の土壌の物理的性質 (1) 土壌断面 (黒丸は試料採集位置) (2) 三相比率 (3) 間隙比 (4) 腐植を含む土壌粒子の比重 (5) 強熱減量 (6) 各粒径の物質の重量比率

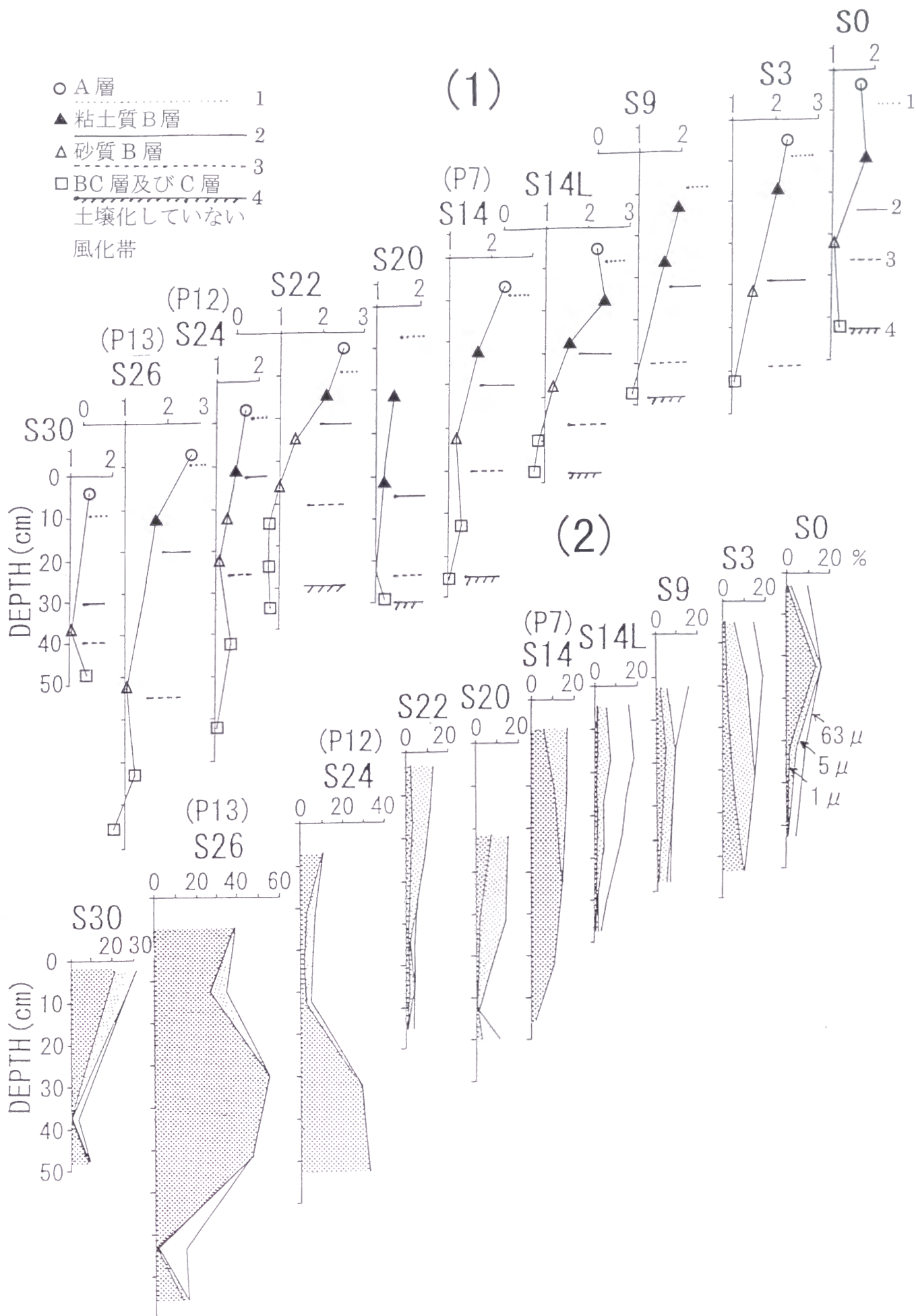


図 11 測定斜面に沿う土壌断面の (1)間隙比分布。土層部分の境界を共に示す。

(2)粘土及びシルト粒径の物質の重量比率。S0 の図に凡例を示す。矢印で示した線は、それぞれ 63μ 以下、 5μ 以下、 1μ 以下の粒径の物質の比率を示す。

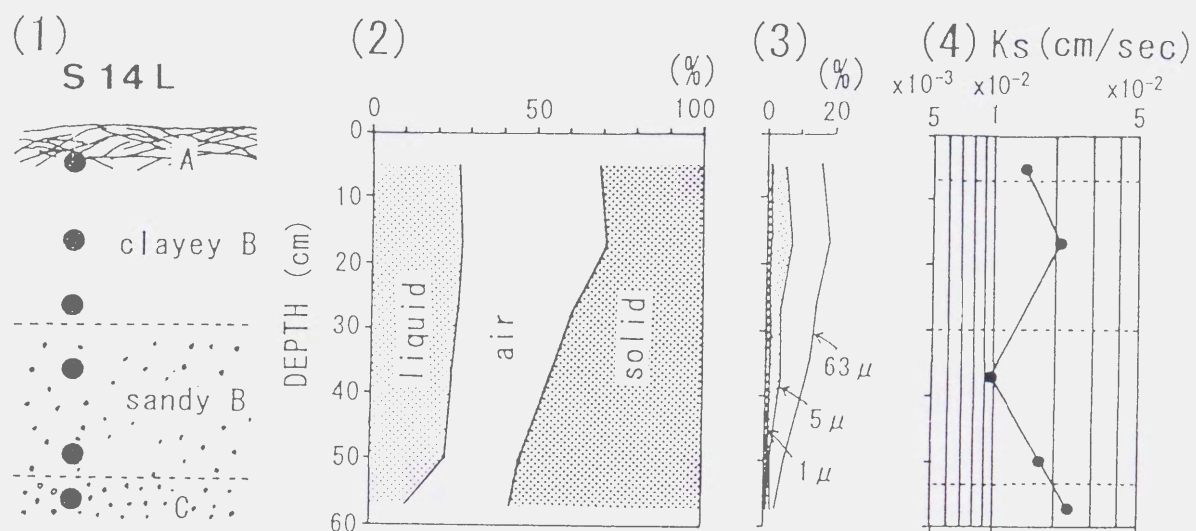


図 12 測定斜面中央部 (S14L) 地点の土壌の物理的性質 (1) 土壌断面
(2) 三相比率 (3) 各粒径の物質の重量比率 (4) 飽和透水係数

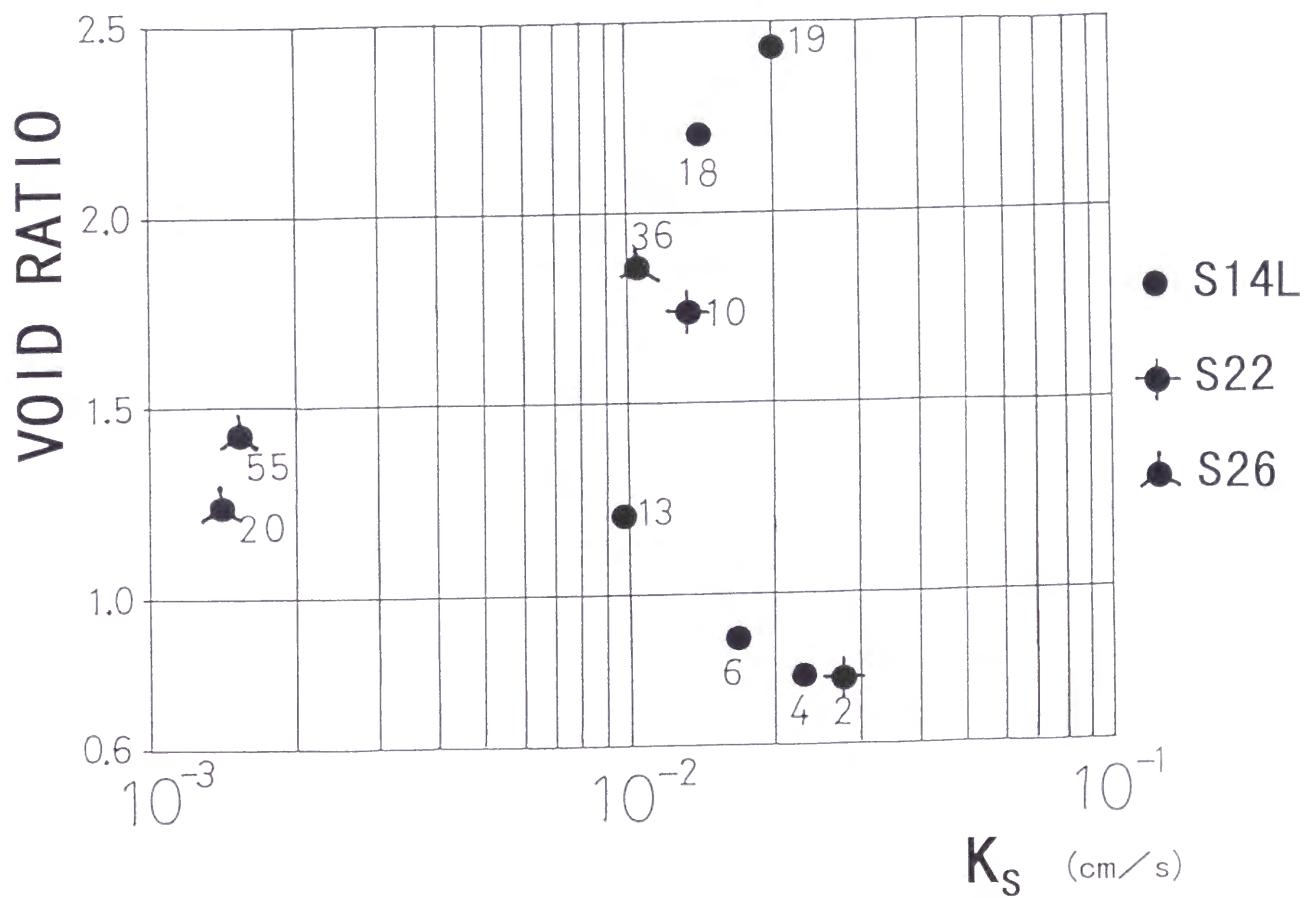


図 13 S14L、S22、S26 地点の土壌試料の飽和透水係数と間隙比の関係。プロットの横の数字は、個々の試料の粘土及びシルト粒径の物質の重量比率(%)を示す。

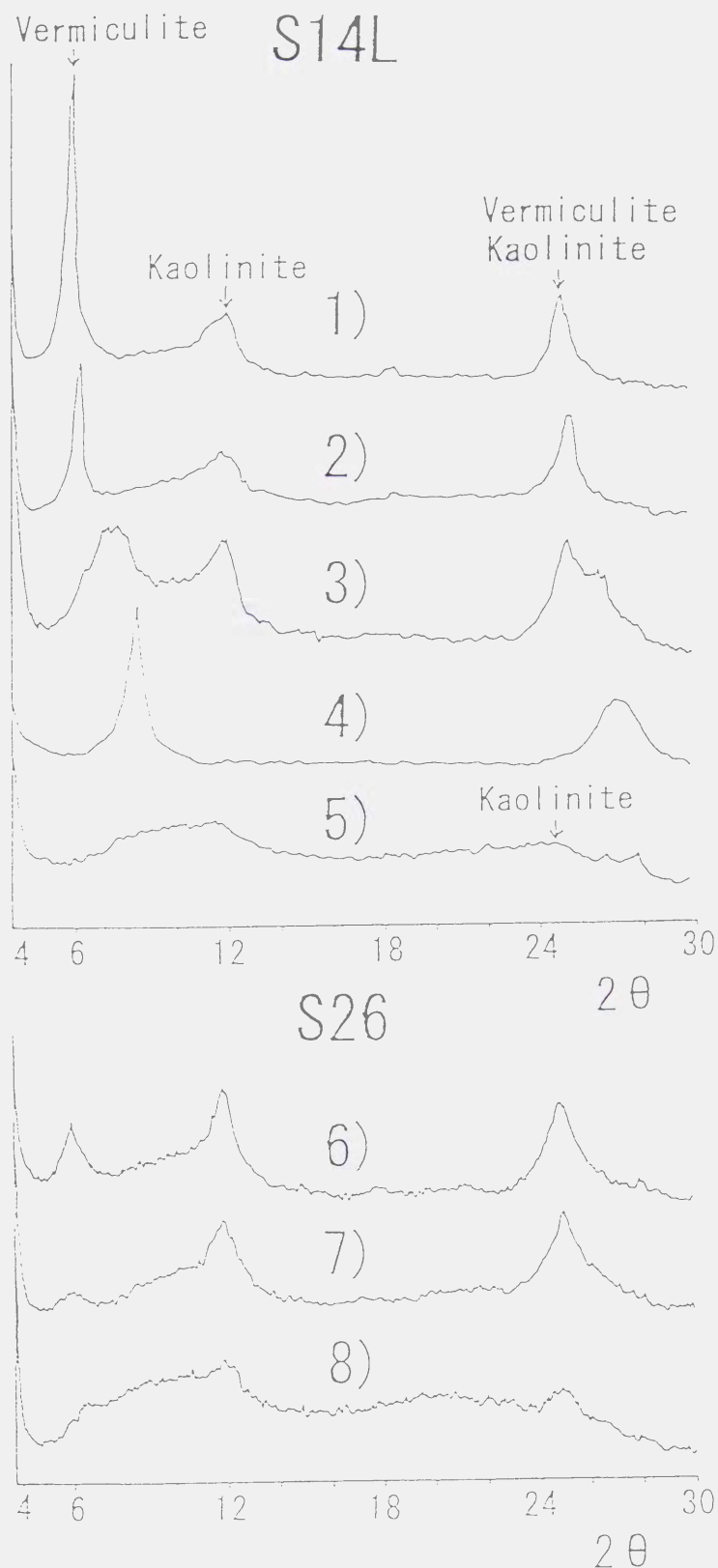
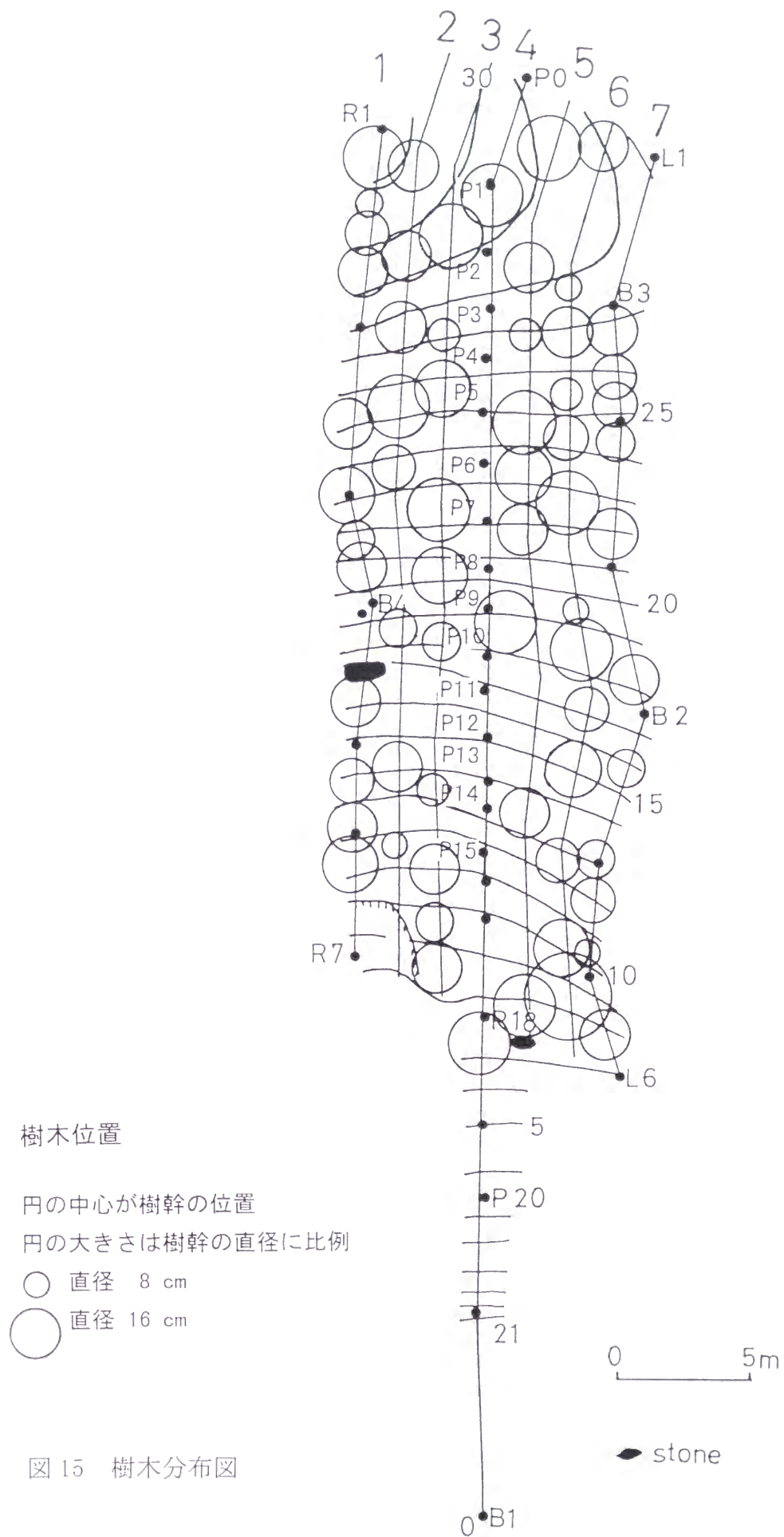


図 14 S14L 地点の深さ 17cm と S26 (P13) 地点の深さ 60cm の土壌中の粘土の X 線回折結果。 S14L 地点の試料の 1) 室温 2) エチレン・グリコール処理 3) 300℃ 強熱処理 4) 500℃ 処理 5) 塩酸処理 及び S26 (P13) 地点の試料の 6) 室温 7) エチレン・グリコール処理 8) フィルターで濾過した 0.25-3.8 μ の粒径の物質 の回折結果。



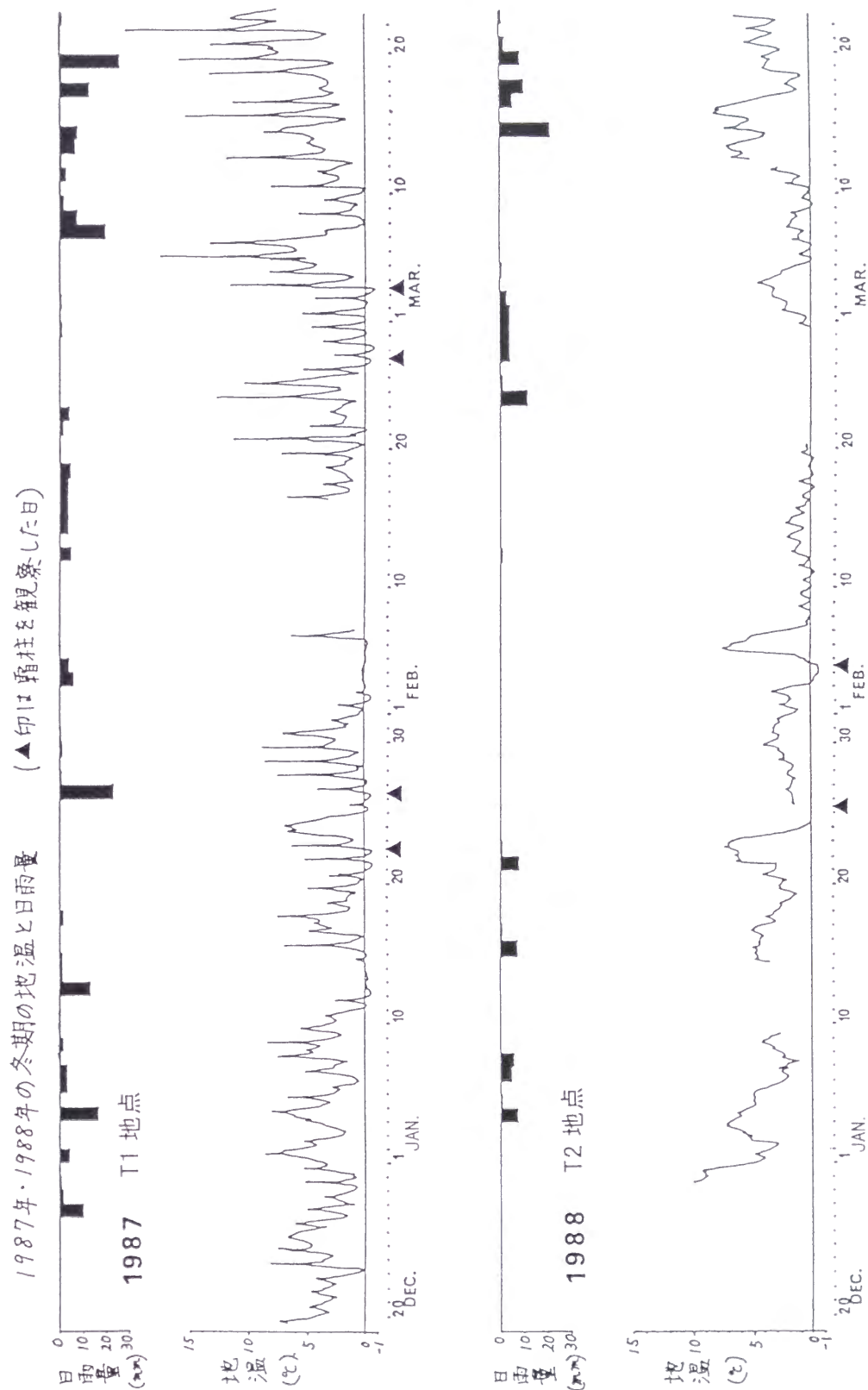


図 16 冬季の土壌の深さ 2cm の地温と日雨量

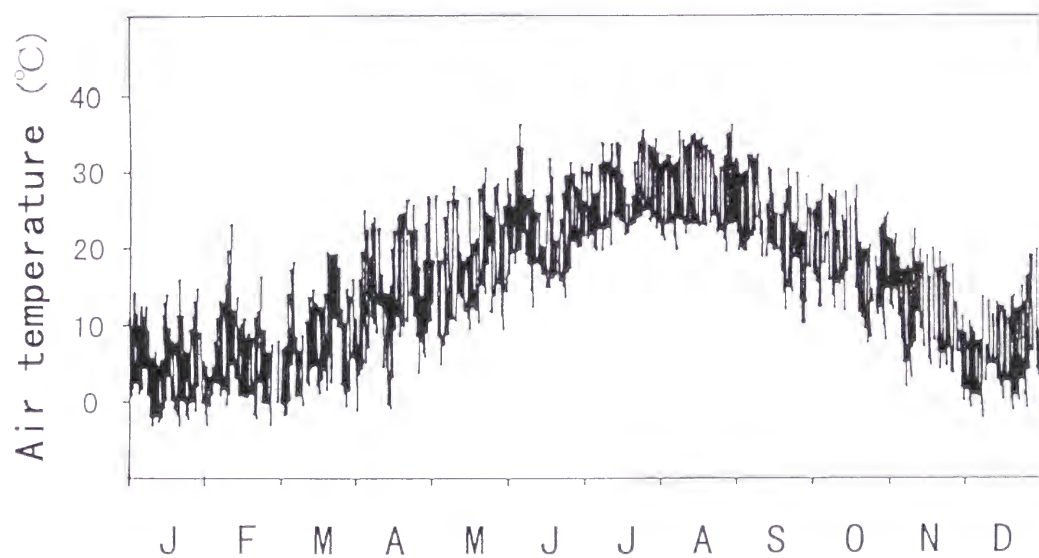
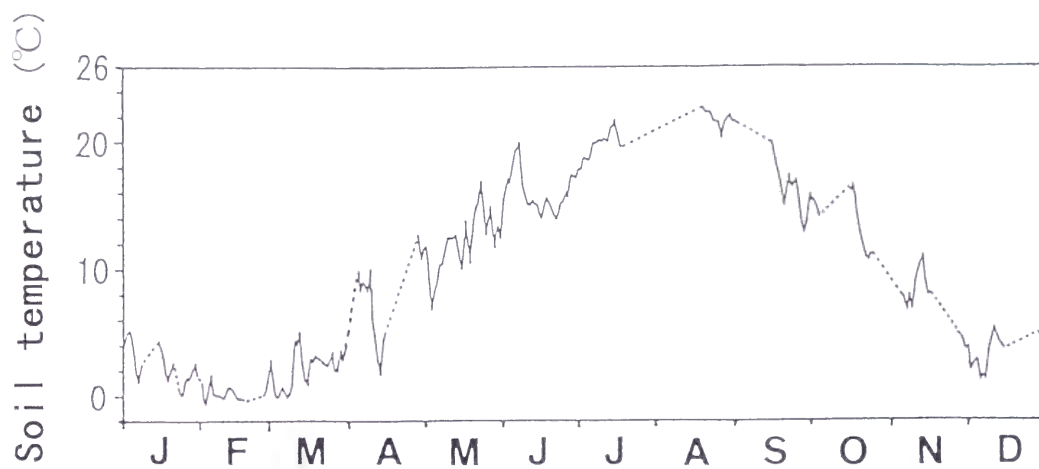


図 17 (1)測定斜面の日最低地温の年変化 (2)奈良地方気象台地点の日最高気温と日最低気温の年変化

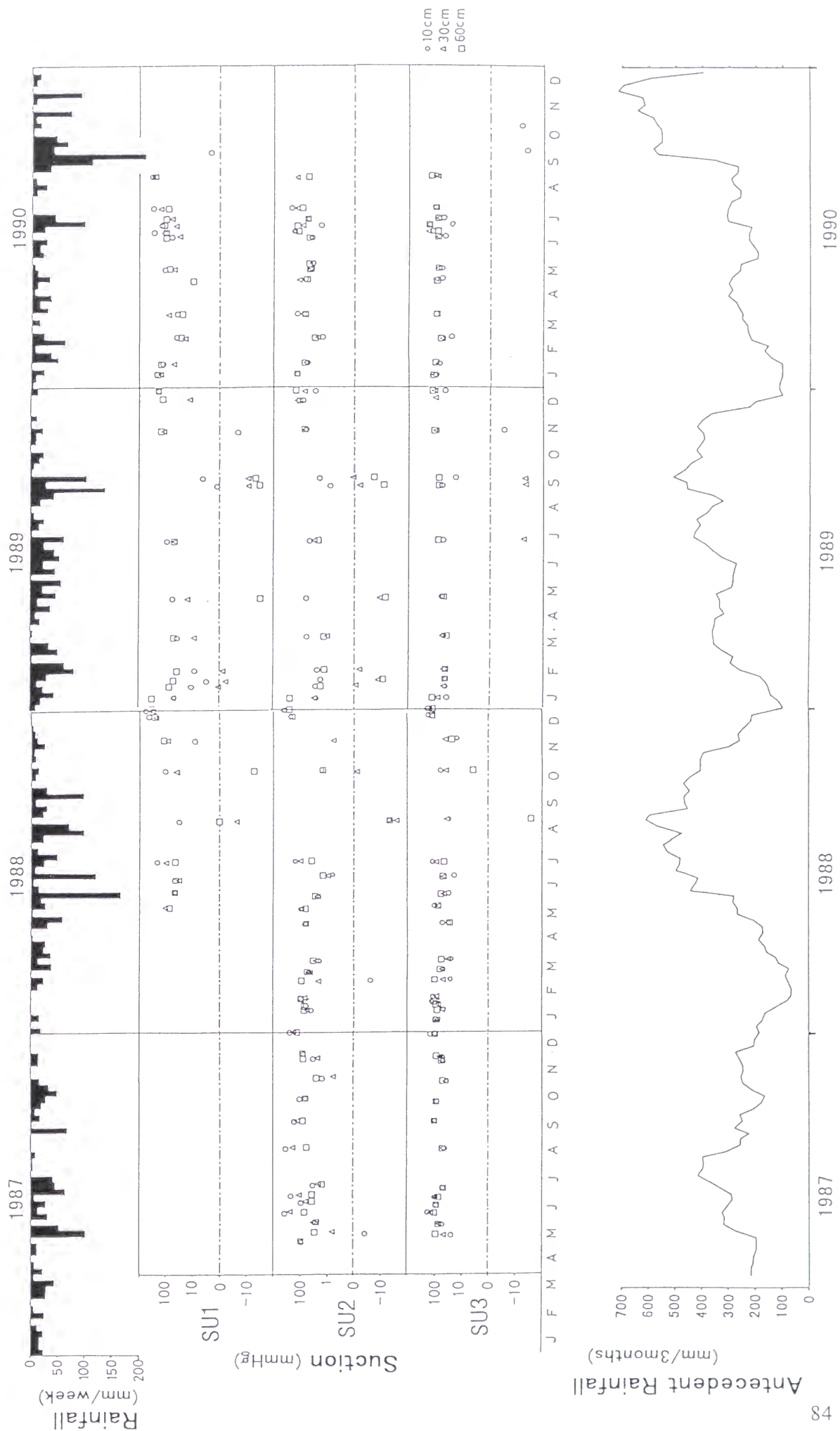


図 18 土壌水のサクションと 1 週間雨量及び 3 ヶ月先行雨量の変化

ソイルクリープの原因

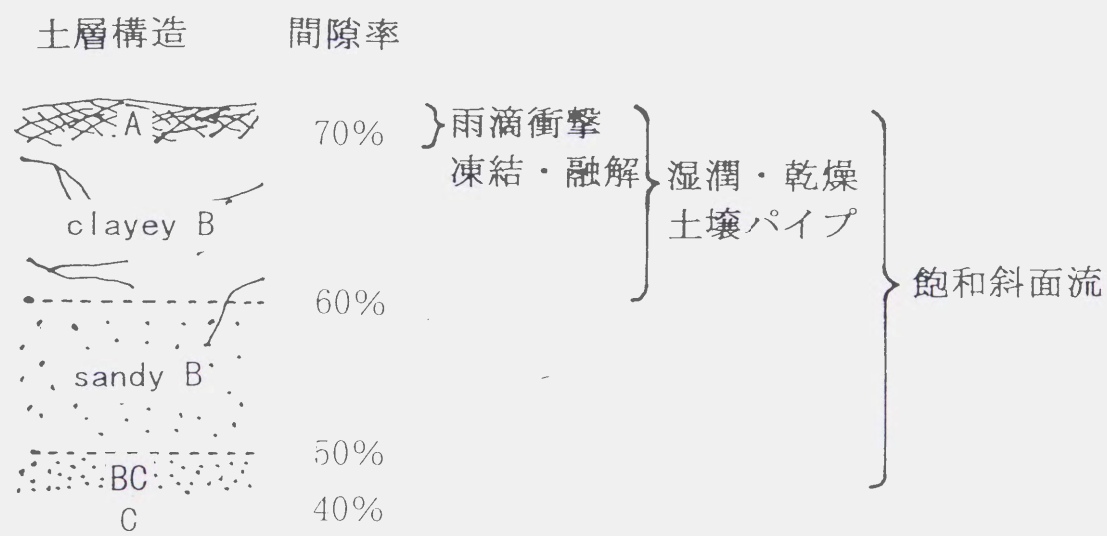
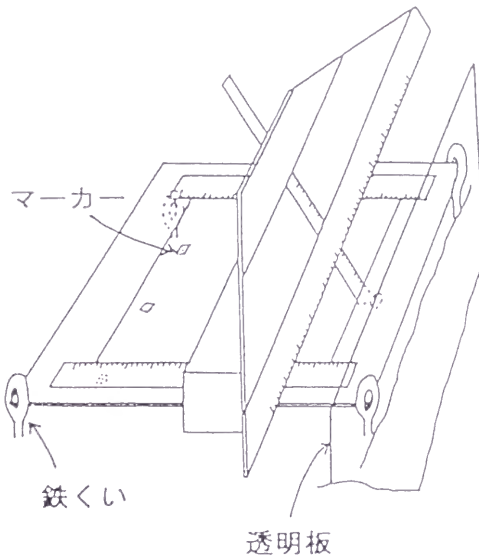
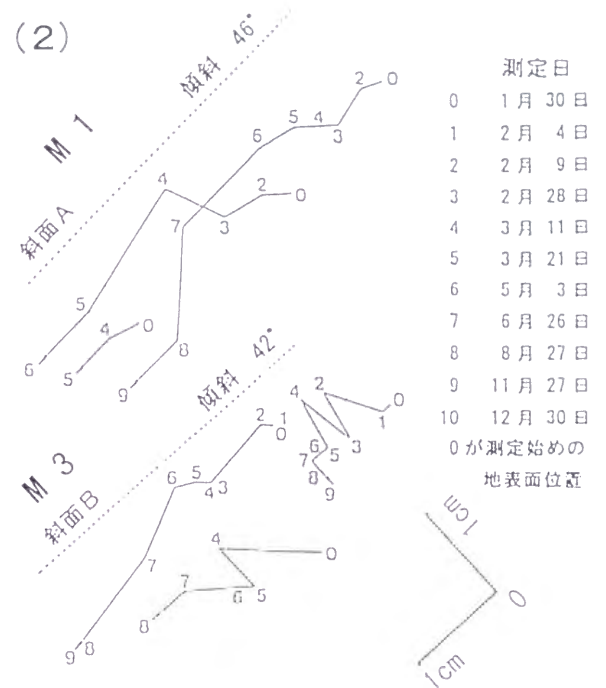


図 19 ソイルクリープの原因とその影響範囲

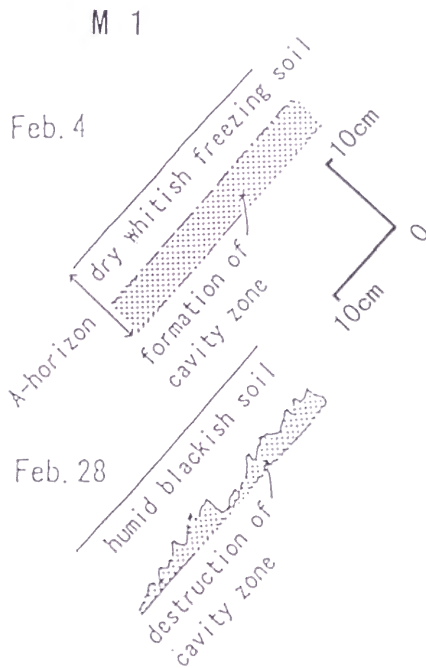
(1)



(2)



(3)



(4)

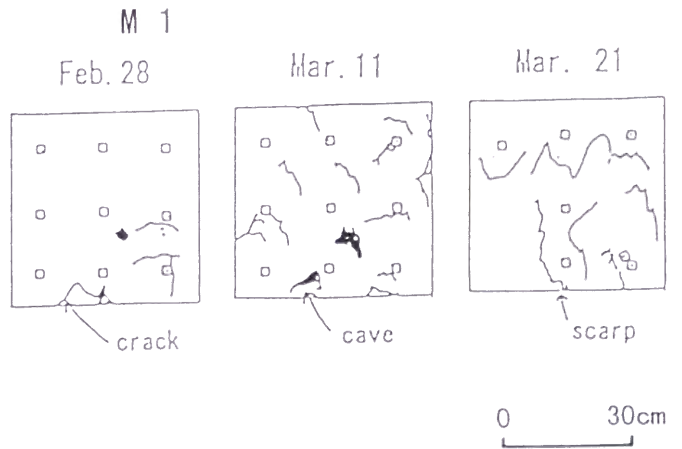


図 20 (1) マーカー法による土壌の移動の測定方法と可動式ポイントゲージ
(2) マーカー法による測定結果(1988 年、M1 及び M3 地点) (3) A 層
の土壌断面の変化 (1988 年、M1 地点) (4) 土壌表面の平面形態の
変化 (1988 年、M1 地点)

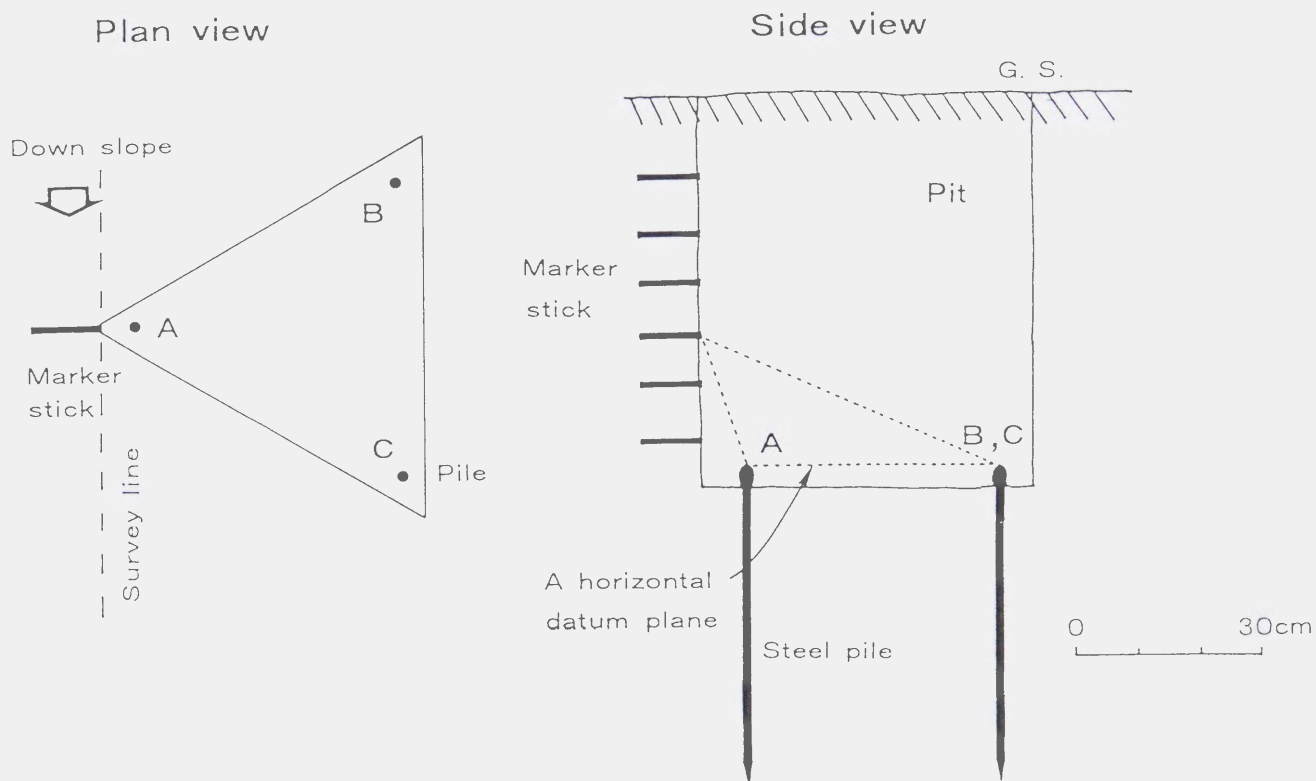


図 21 測定システムの平面図と側面図（A，B，Cの点は測量基準点となる）

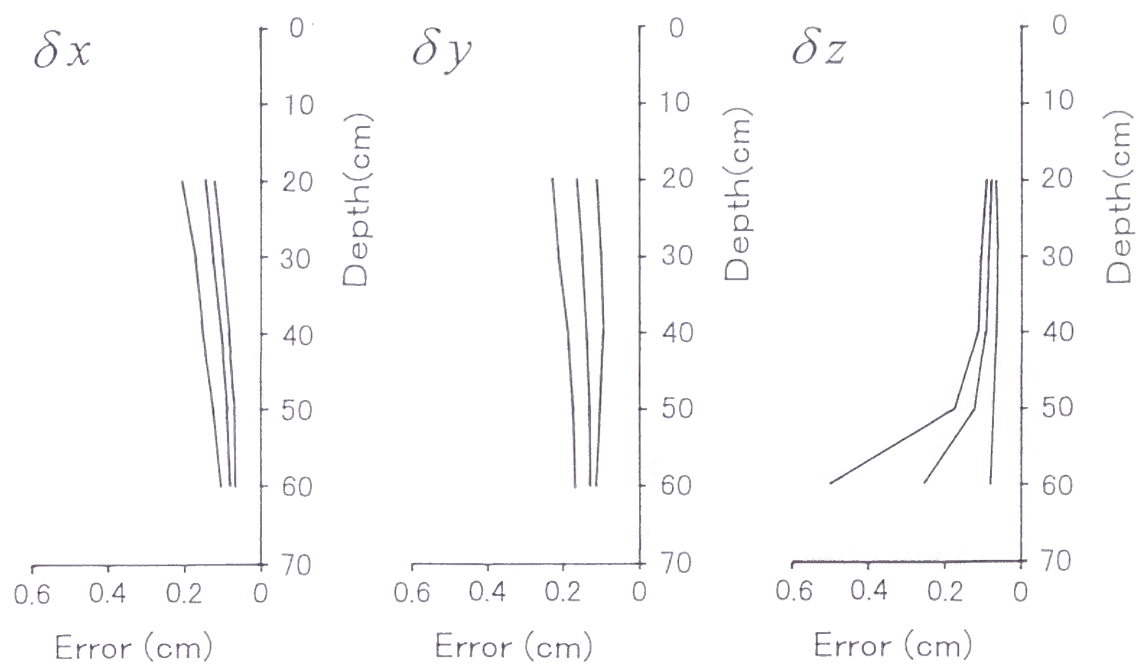


図 22 測点の座標の誤差の土壌の深さに伴う変化。 3 本の線は 15 地点の最大・平均・最小の誤差を示す。

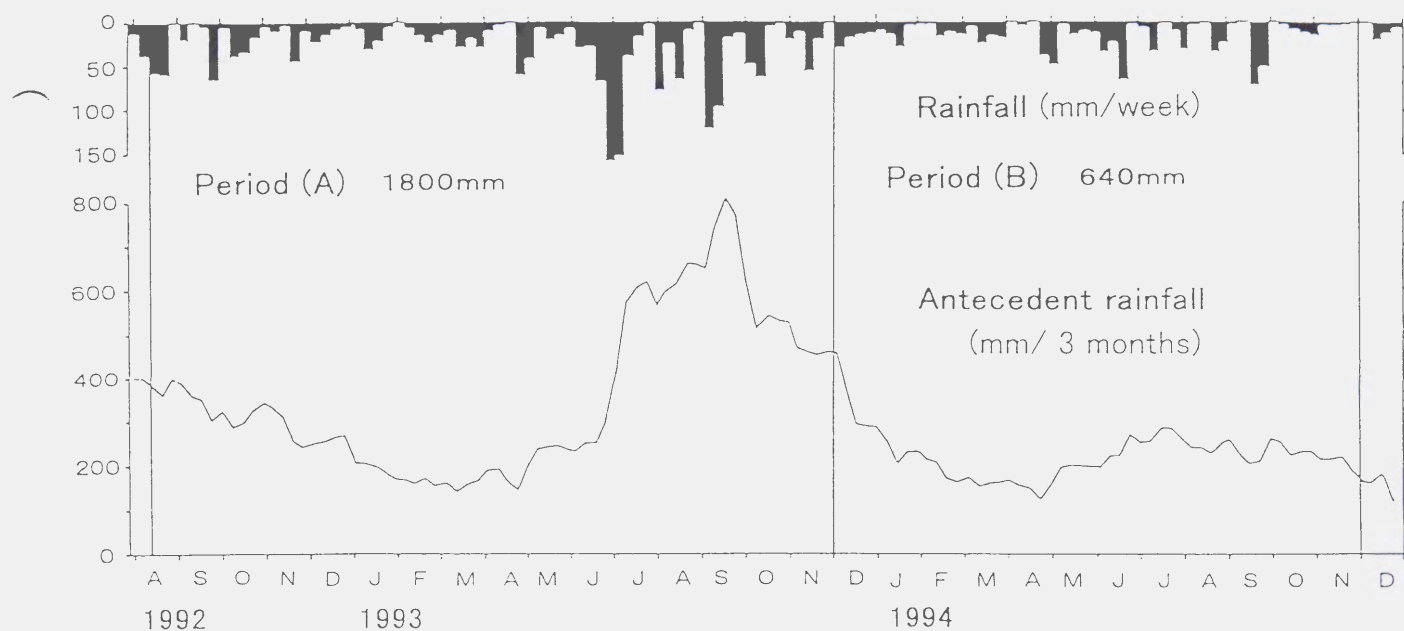


図 23 B 層の土壌の変位の測定を行った A 及び B 期間の 1 週間雨量と 3 ヶ月
先行雨量の変化

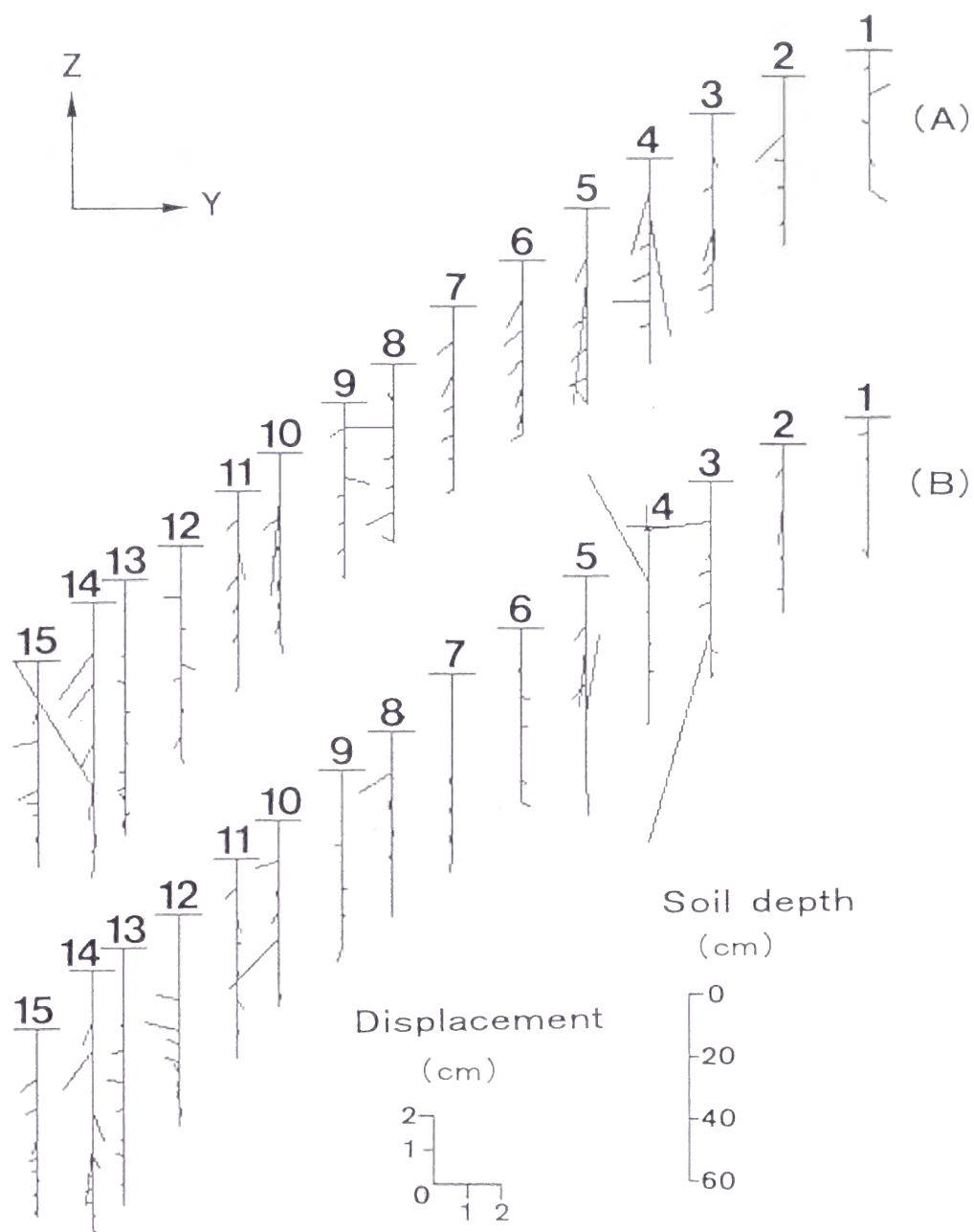
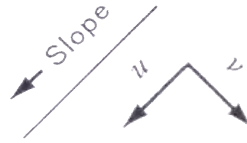


図 24 A 及び B 期間の土壌の変位量の測定結果



(1) Displacement u ($\times 10^{-3} \text{ cm}$)

	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
20 cm	528	1408	286	331	483	910	-239	466	629	764	785	1370	235	1267	-307
30 cm	428	996	135	-124	476	509	197	410	439	636	1708	352	1102	203	65
40 cm	552	774	-16	68	337	410	224	204	395	550	482	484	657	187	10
50 cm	129	909	-52	33	181	298	120	680	145	401	585	810	391	206	-164
60 cm	335	-364	68	238	169	243	7	101	159	375	476	224	382	67	0
70 cm	0	283	10	52	92	0	0	0	-20	0	33	0	132	0	0

(2) Displacement v ($\times 10^{-3} \text{ cm}$)

	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
20 cm	-77	288	-273	-297	744	367	393	-621	244	188	544	2788	145	250	4
30 cm	30	905	-158	81	119	236	-6	-310	63	104	1796	1	1875	-143	-46
40 cm	-67	484	-43	309	138	341	19	-104	-41	309	69	-74	548	-141	297
50 cm	-5	767	53	108	107	203	-37	-232	-121	348	35	-550	139	110	492
60 cm	356	-2476	-87	103	106	347	-51	-246	-74	-26	-165	-77	-58	22	0
70 cm	0	366	-266	147	55	0	0	0	4	0	-558	0	-22	0	0

(3) Shear strain $\varepsilon_{Y'Z'} = \frac{\partial u}{\partial Z'} + \frac{\partial v}{\partial Y'}$ ($\times 10^{-4}$)

	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
20-30cm	537	-241	609	-46	497	543	-11	-252	-151	1113	-1317	1024	-1270	428	
30-40cm	313	-179	52	-167	-138	35	-251	-79	-101	-1534	195	600	46	-73	
40-50cm	168	-64	115	-188	-158	-134	646	-303	-192	134	404	346	41	-231	
50-60cm	-1715	149	276	-11	-73	-148	743	3	-43	-115	686	-53	-232	180	
60-70cm	960	-245	-252	-106	-336	1	-121	-231	-454	-532	-284	301	-96	0	
70-80cm	-142	-256	-89	-118	2	0	0	16	1	18	-23	-156	-5	0	

● Position of observed soil pipe

図 25 A 期間の変位量の斜面に平行な方向の成分 u 及び斜面に垂直な方向の成分 v とせん断ひずみ $\varepsilon_{Y'Z'}$ の分布

(1) Displacement u ($\times 10^{-3} \text{ cm}$)

Soil depth		15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
	20 cm	499	1134	180	- 5	152	341	59	721	208	- 27	541	- 264	840	843	- 3
	30 cm	406	1452	248	412	- 56	623	8	185	240	- 127	931	79	476	66	- 98
	40 cm	248	546	310	503	27	1704	- 103	175	260	0	226	- 28	364	109	- 160
	50 cm	- 114	1144	198	18	39	- 97	182	278	283	- 16	-1379	- 73	4959	129	- 28
	60 cm	- 37	104	60	- 161	85	- 229	229	83	267	- 102	146	12	- 104	- 42	0
	70 cm	0	108	24	- 288	45	0	0	0	143	0	461	35	- 78	0	0

(2) Displacement v ($\times 10^{-3} \text{ cm}$)

	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
20 cm	- 80	342	52	- 74	399	124	- 54	6	308	131	282	-3174	- 318	858	- 73
30 cm	107	1394	- 124	- 582	114	89	33	282	245	128	896	11	0	- 10	- 149
40 cm	4	1060	- 300	- 714	216	84	44	110	242	87	- 123	89	37	54	- 262
50 cm	- 94	1151	- 146	- 311	219	- 127	136	309	280	204	-1312	103	3925	10	- 201
60 cm	- 112	257	- 62	- 324	118	- 159	141	92	264	237	338	- 15	108	- 60	0
70 cm	0	- 93	21	- 246	54	0	0	0	140	0	825	- 44	- 41	0	0

(3) Shear strain $\varepsilon_{Y'Z'} = \frac{\partial u}{\partial Z'} + \frac{\partial v}{\partial Y'}$ ($\times 10^{-4}$)

	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
20-30cm	434	43	559	- 294	404	- 72	848	11	- 121	486	534	528	1009	- 103	
30-40cm	-1099	120	153	66	1480	- 171	- 71	27	150	882	- 119	- 126	38	- 75	
40-50cm	642	- 63	623	- 40	-2332	318	156	30	- 21	1845	- 70	5625	12	166	
50-60cm	-1404	- 149	- 241	41	- 166	63	- 116	- 17	-1055	1802	83	6193	- 184	38	
60-70cm	- 4	- 25	- 168	- 63	307	- 304	- 230	- 150	116	386	39	23	61	- 1	
70-80cm	- 223	50	386	- 60	0	0	0	- 175	1	583	- 20	92	1	0	

● Position of observed soil pipe

図 26 B 期間の 変位量の斜面に平行な方向の成分 u 及び斜面に垂直な方向の成分 v とせん断ひずみ $\varepsilon_{Y'Z'}$ の分布

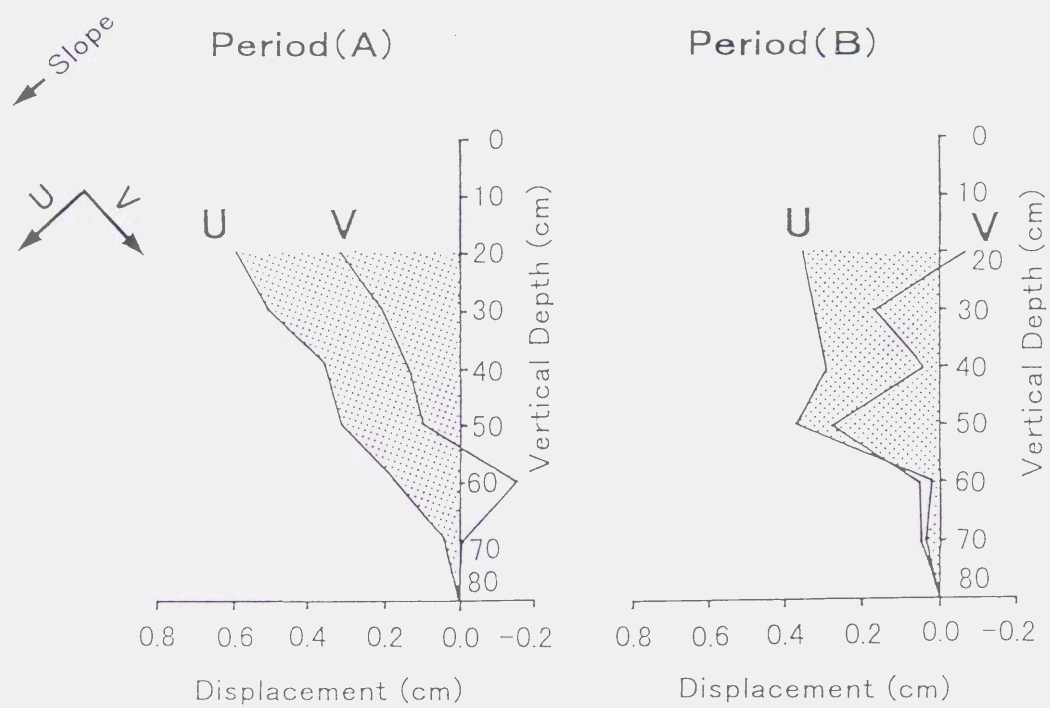


図 27 A 及び B 期間の u, v の斜面全体 (15 地点) の平均の鉛直分布

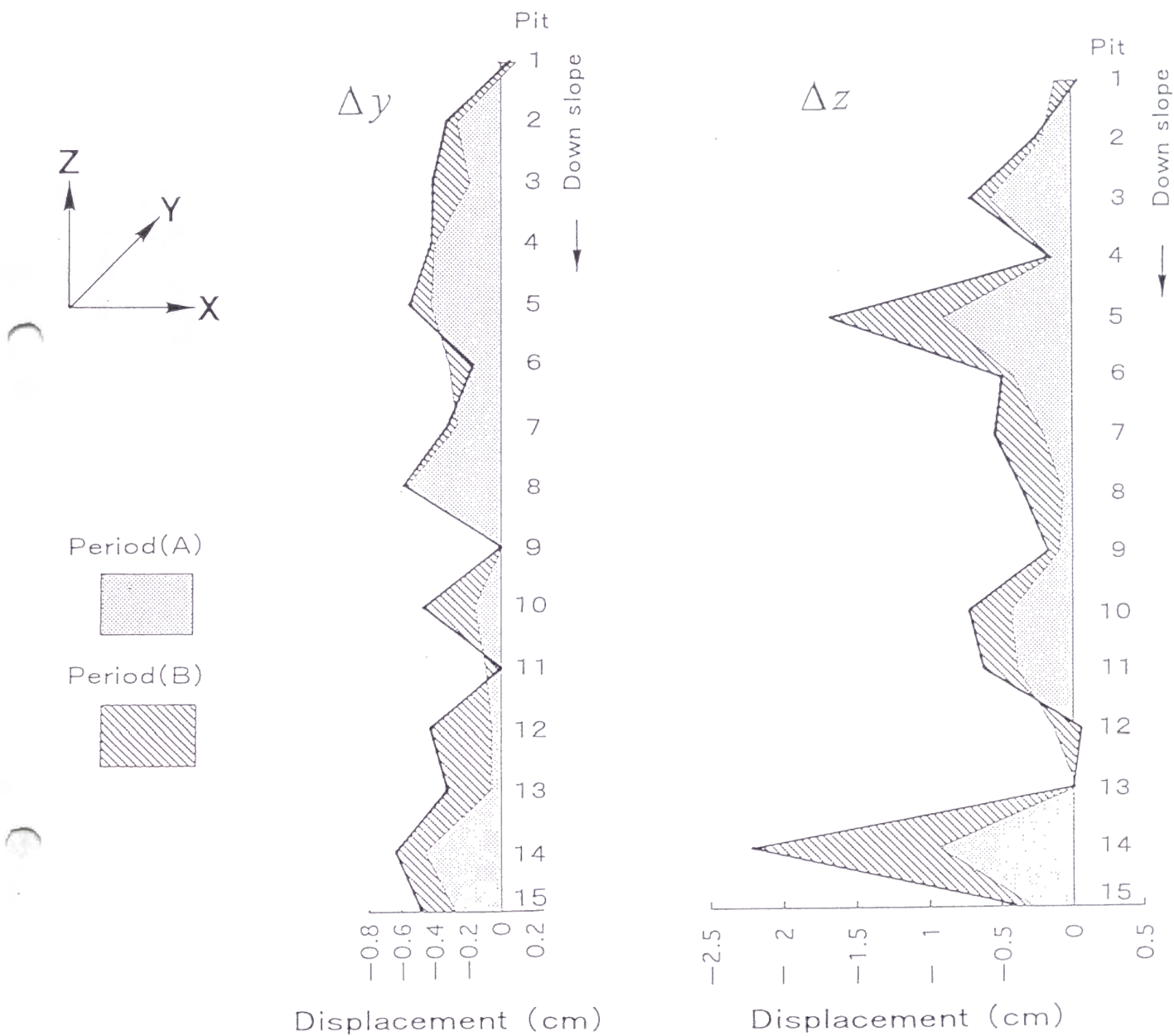


図 28 変位量の水平・鉛直成分の斜面に沿う分布。A・B 期間の積算で示し、両期間の合計を太線で示す。

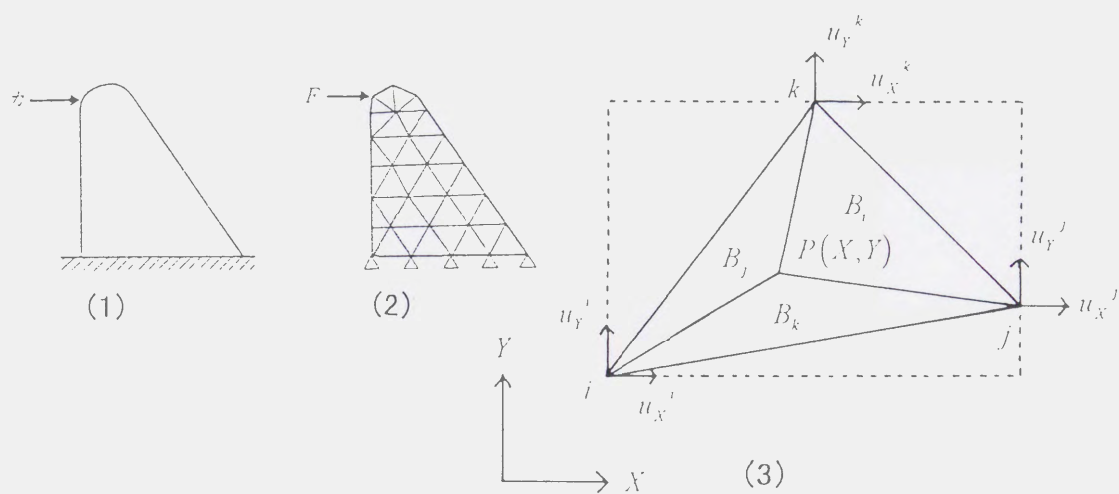


図 29 有限要素法の枠組み (1) 対象 (2) 要素分割 (3) 要素

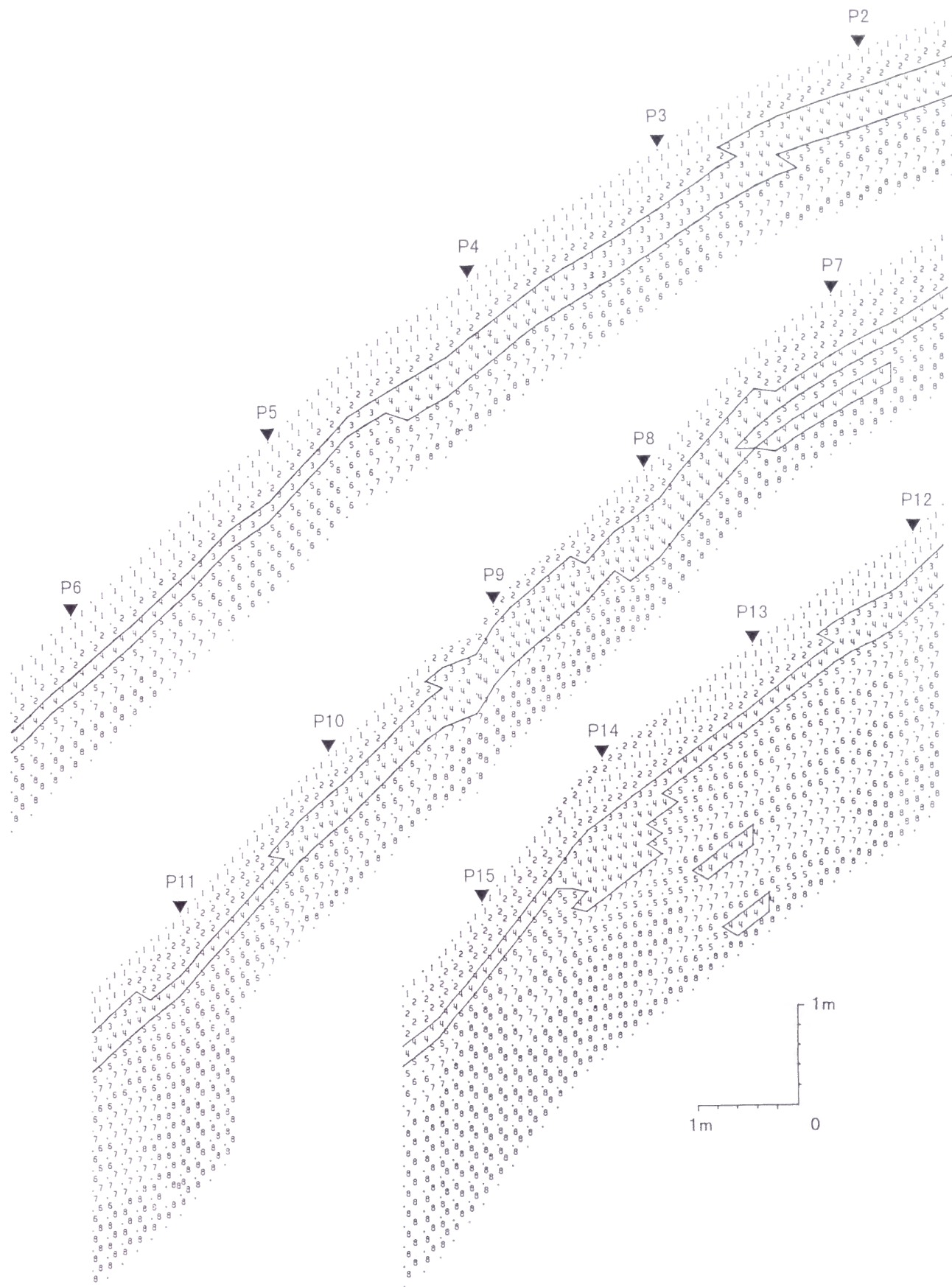


図 30 測定斜面の物性分布。1－8 の数字は物質部類を示し、その中で強度の低い土壌部類の分布範囲を実線で示す。

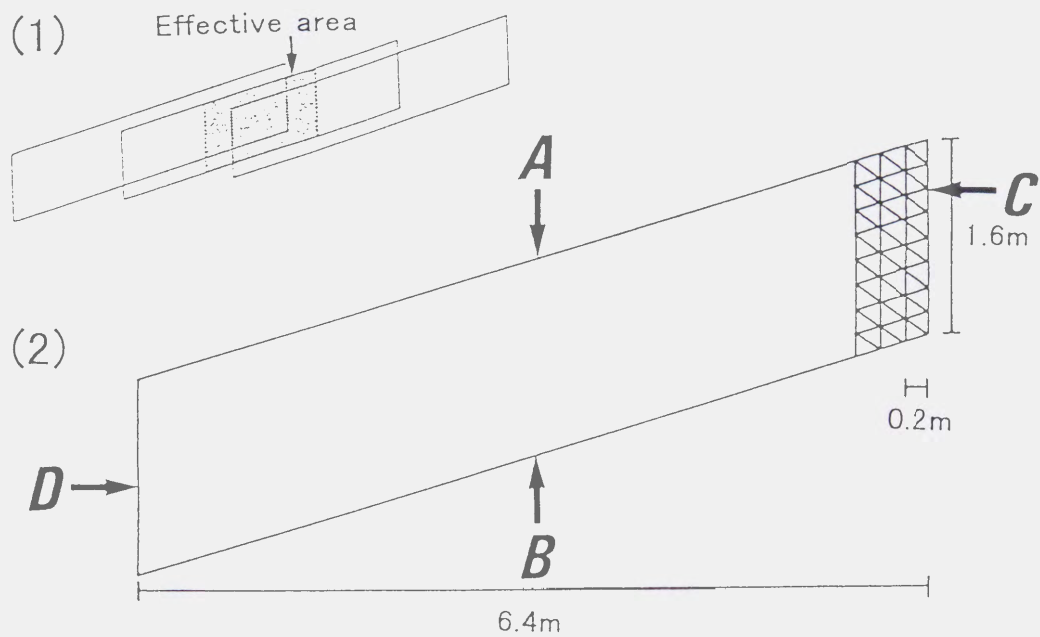


図 31 (1) 斜面単位の重なり。中央の斜面単位の有効範囲に影をつけた。
 (2) 斜面単位の基本形と大きさ。A, B, C, D は斜面単位の境界を示す。
 小さな三角形は、有限要素法で用いる一辺の長さが約 20cm の三角形
 要素群の一部を示す。

Material Categories	N ₁₀		Void ratio	Unsaturated			Saturated		
	average	range		E	ν	Y _s	E	ν	Y _s
1	0.8	— 1.2	1.7	60	0.42	0.35	60	0.49	0.161
2	1.8	1.3— 3.1	1.4	60	0.42	0.62	60	0.49	0.161
3	4.8	3.2— 7.9	1.1	60	0.42	1.20	60	0.49	0.072
4	11.1	8.0—15.2	0.8	80	0.35	2.50	60	0.49	0.250
5	19.3	15.3—23.9	0.5	110	0.35	3.60	80	0.49	0.750
6	28.4	24.0—33.9	0.3	170	0.35	5.28	110	0.49	2.300
7	39.4	34.0—44.0	0.1	230	0.35	6.60	170	0.49	4.600
8	45.4	45.0—	0.0	300	0.35	8.40	230	0.49	6.600

E , Y_s : (kgf/cm²)

表 1 飽和時と不飽和時の物質定数と間隙比及び貫入抵抗値
E : ヤング率、 ν : ポワソン比、Y_s : 初期降伏応力

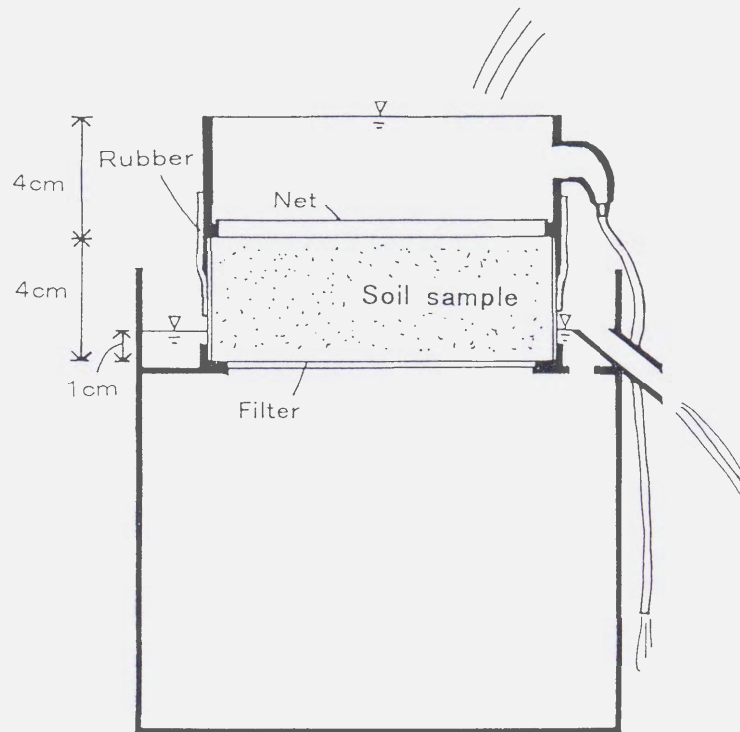


図 32 定水位透水試験器

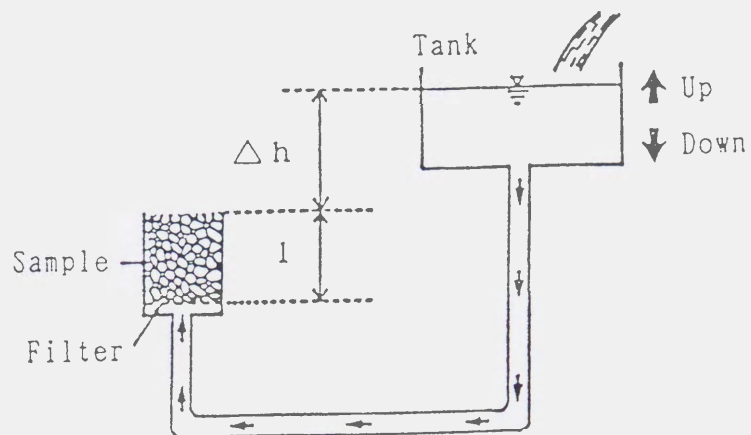


図 33 土壌の流動化実験装置（寺嶋・佐倉 1993）

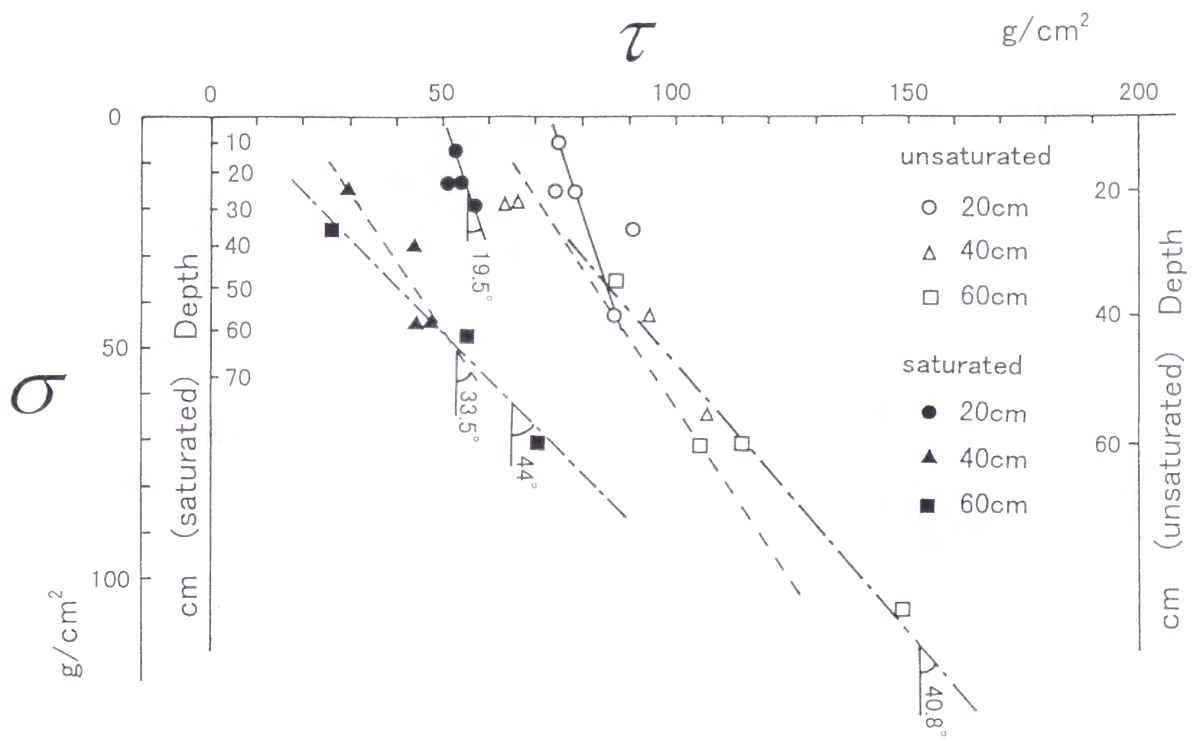


図 34 飽和時及び不飽和時のマサ土の $c \cdot \phi$ (丸井 1981)

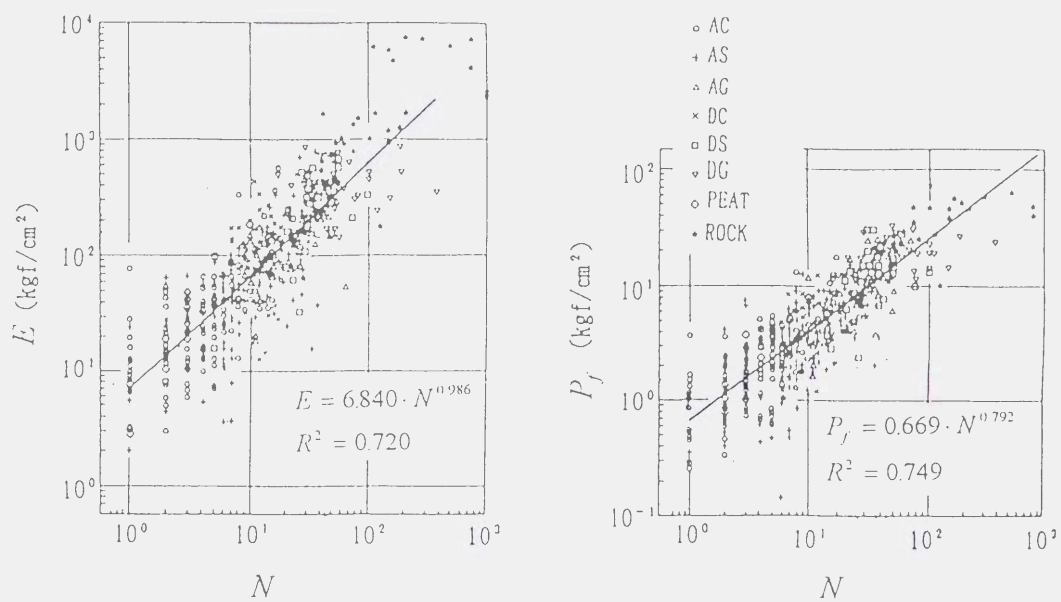


図 35 標準貫入試験における貫入抵抗値(N)とヤング率(E)及び降伏圧力(P_f)との関係 (土質工学会 1992 年)

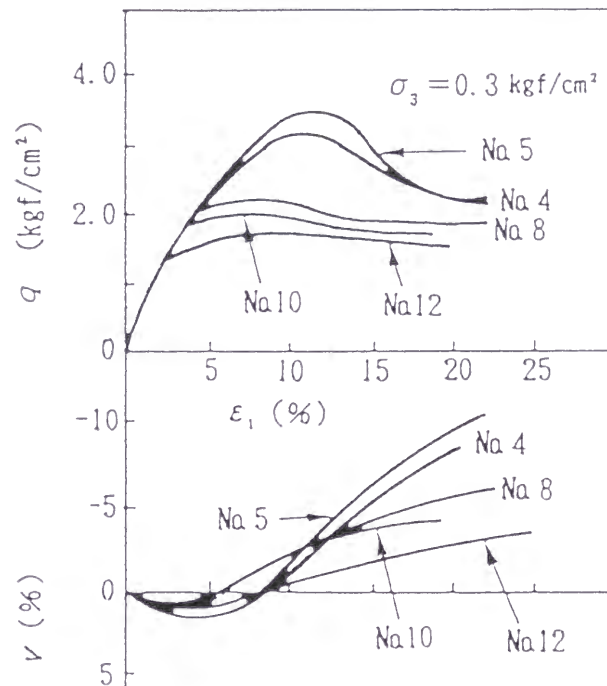


図 36 マサ土の軸差応力と軸差ひずみの関係。下段は体積変化を示す
(土質工学会 1992 年)。

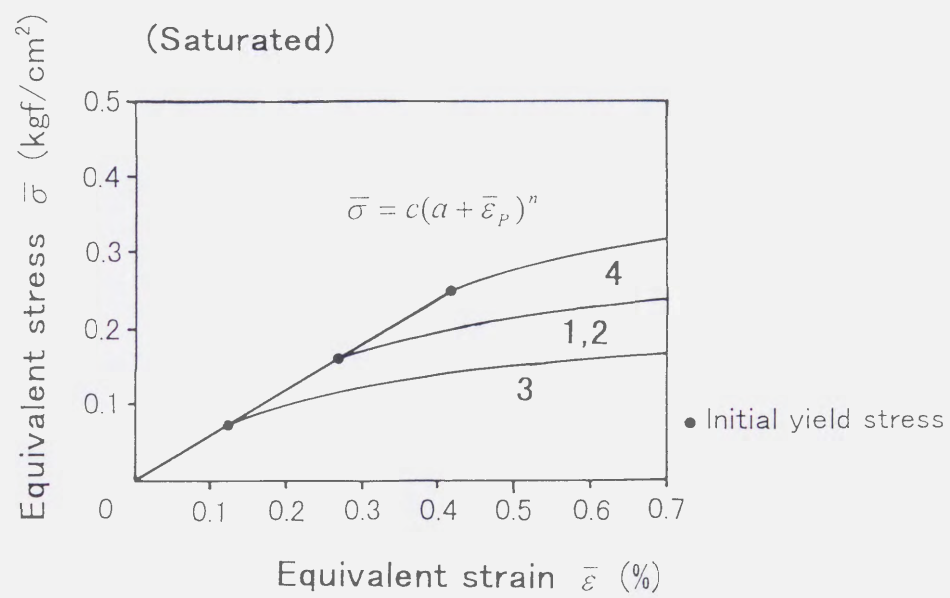


図 37 マサ土の飽和時の相当応力と相当ひずみの関係の設定

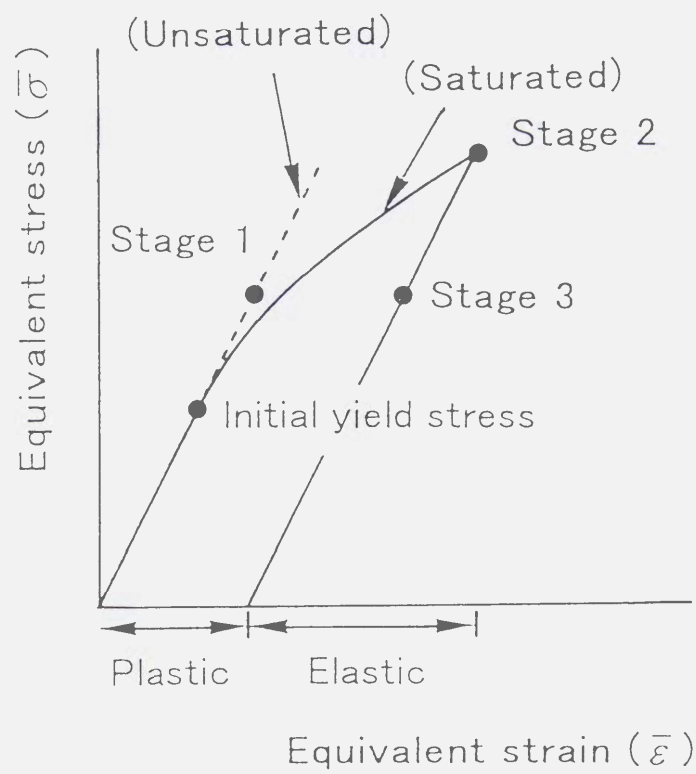


図 38 相当応力と相当ひずみの関係の図で示したシミュレーションの計算段階と荷重条件の変化。Stage 1 は自然含水比状態、Stage 2 は全面飽和状態、Stage 3 は再び自然含水比状態。

Equivalent Stress Stage 2

$\frac{\sigma}{\sigma_0}$

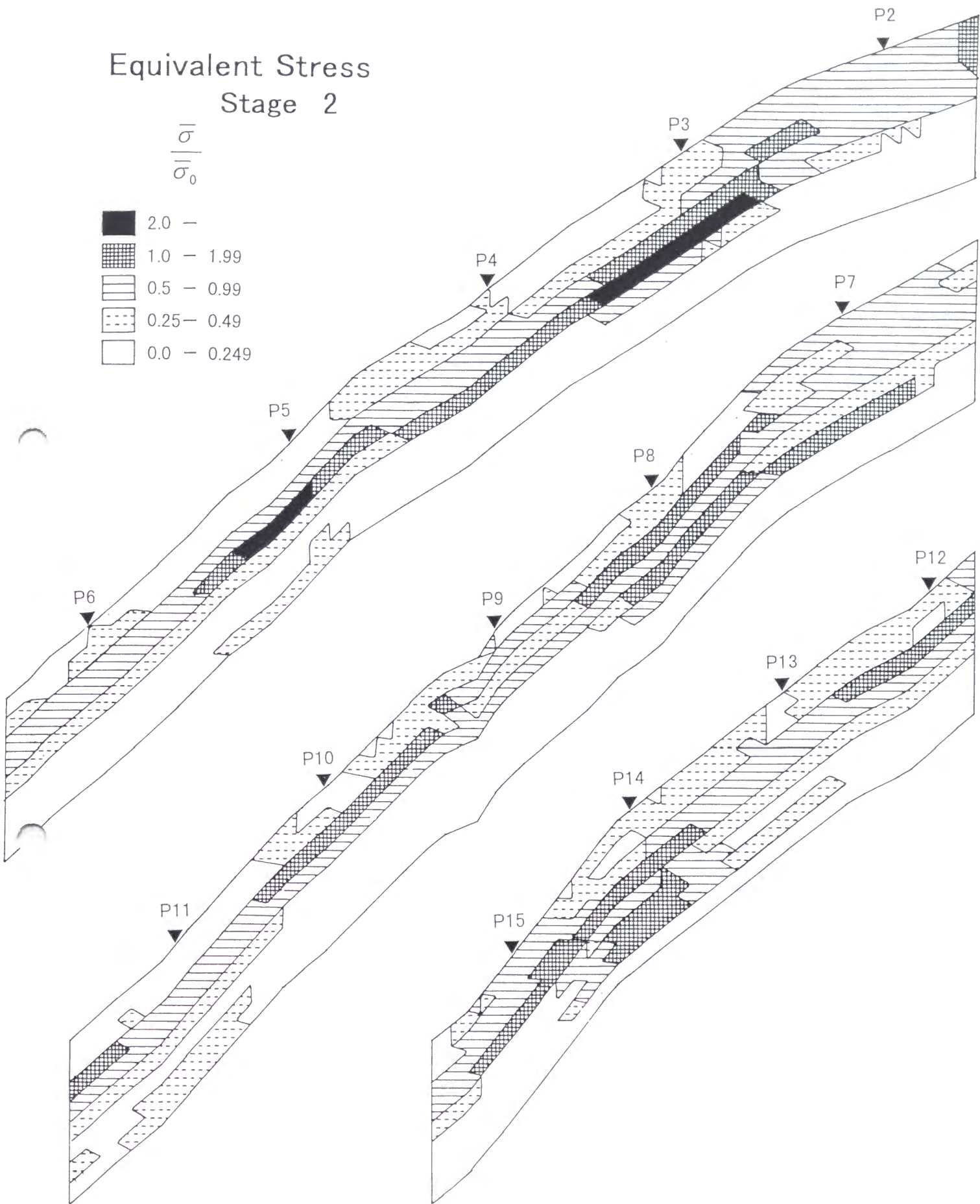
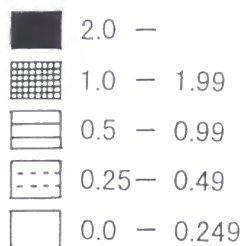
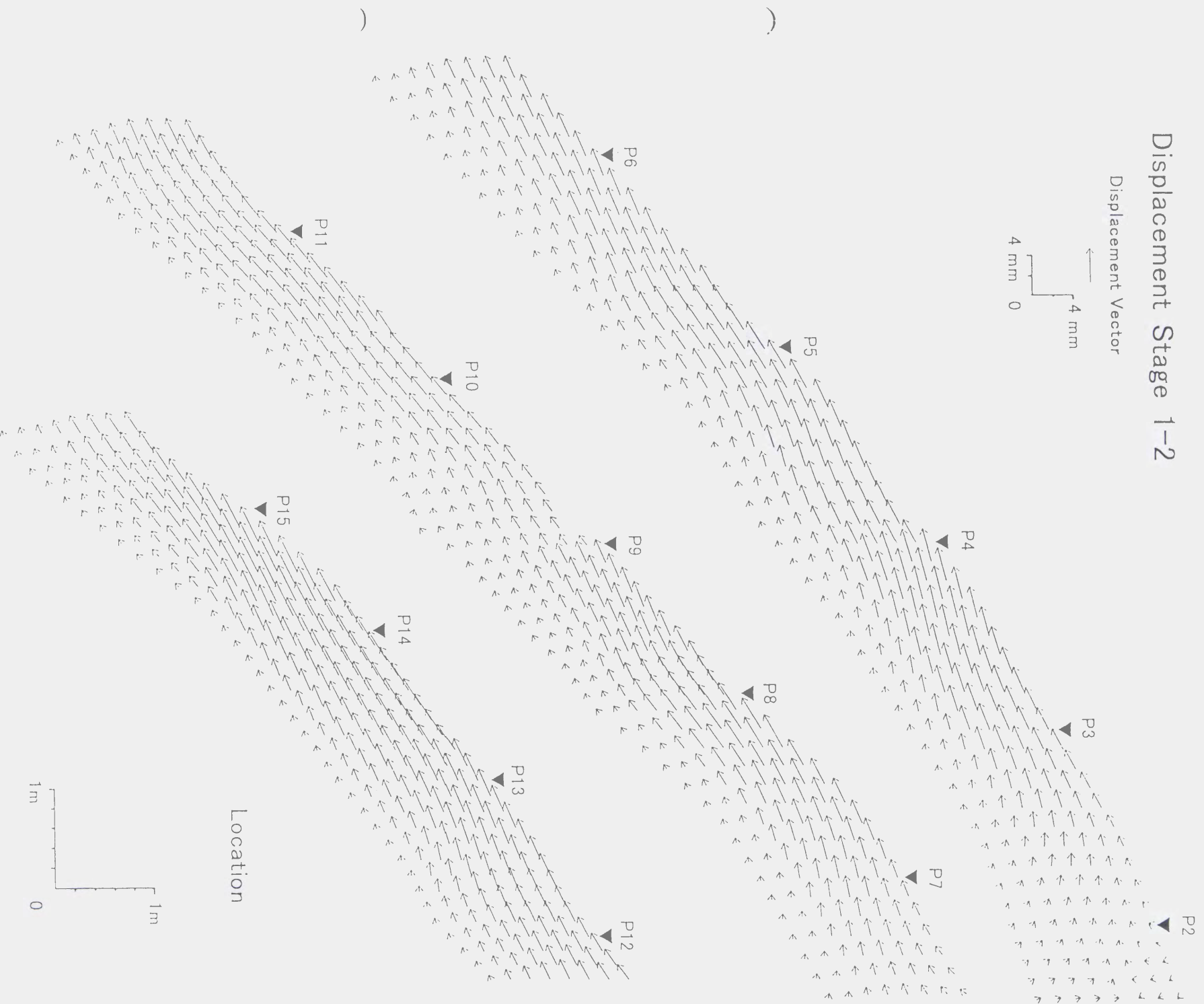


図 39 Stage 2 の相当応力の測定斜面における分布。値は初期降伏応力に対する比で示す。

Displacement Stage 1-2



[図] 10 Stage 1 から Stage 2 までの変位

Residual displacement Stage 1-3

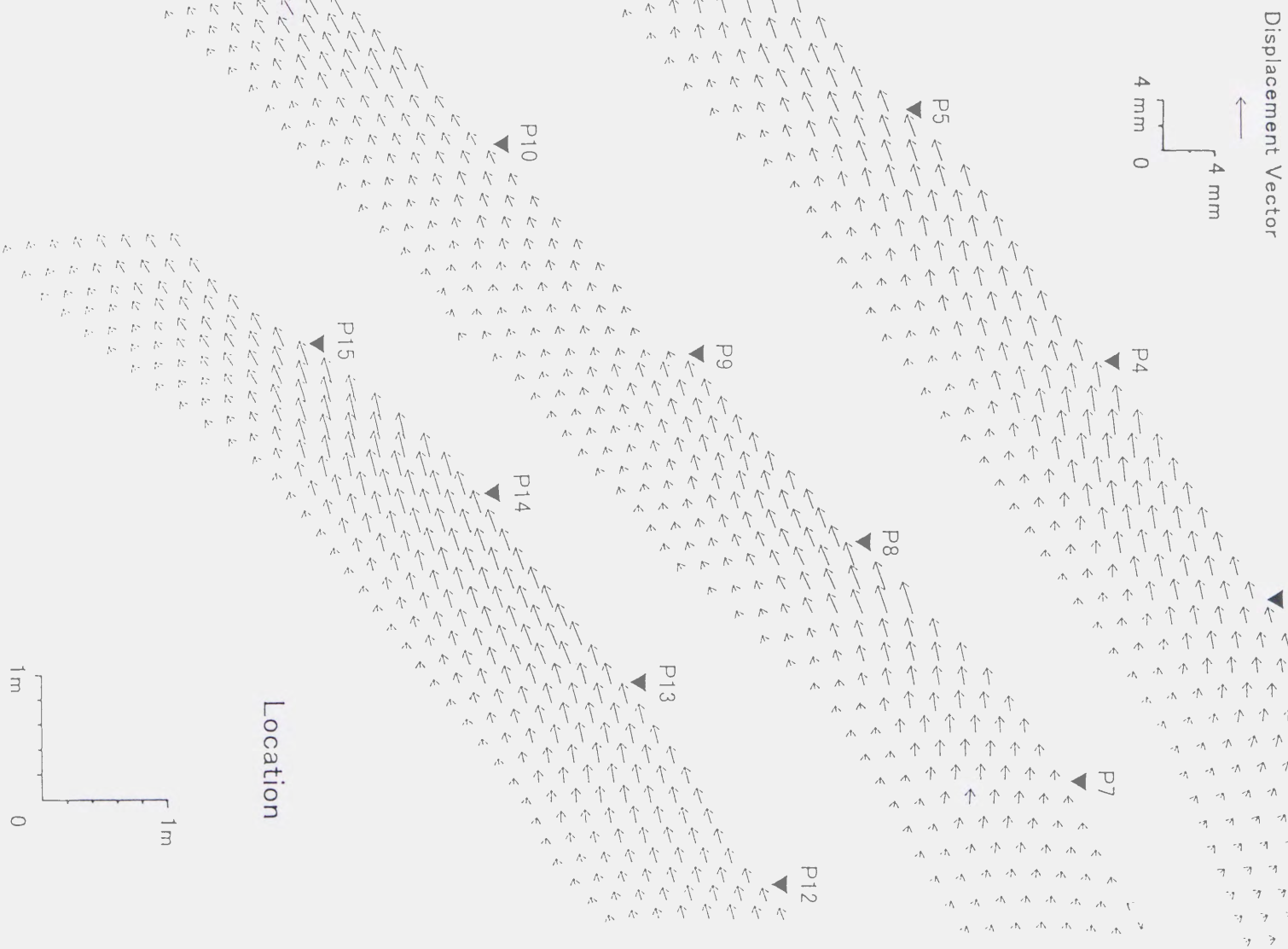
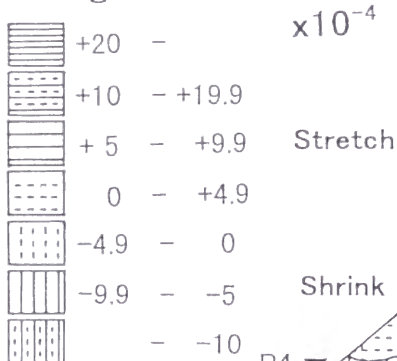


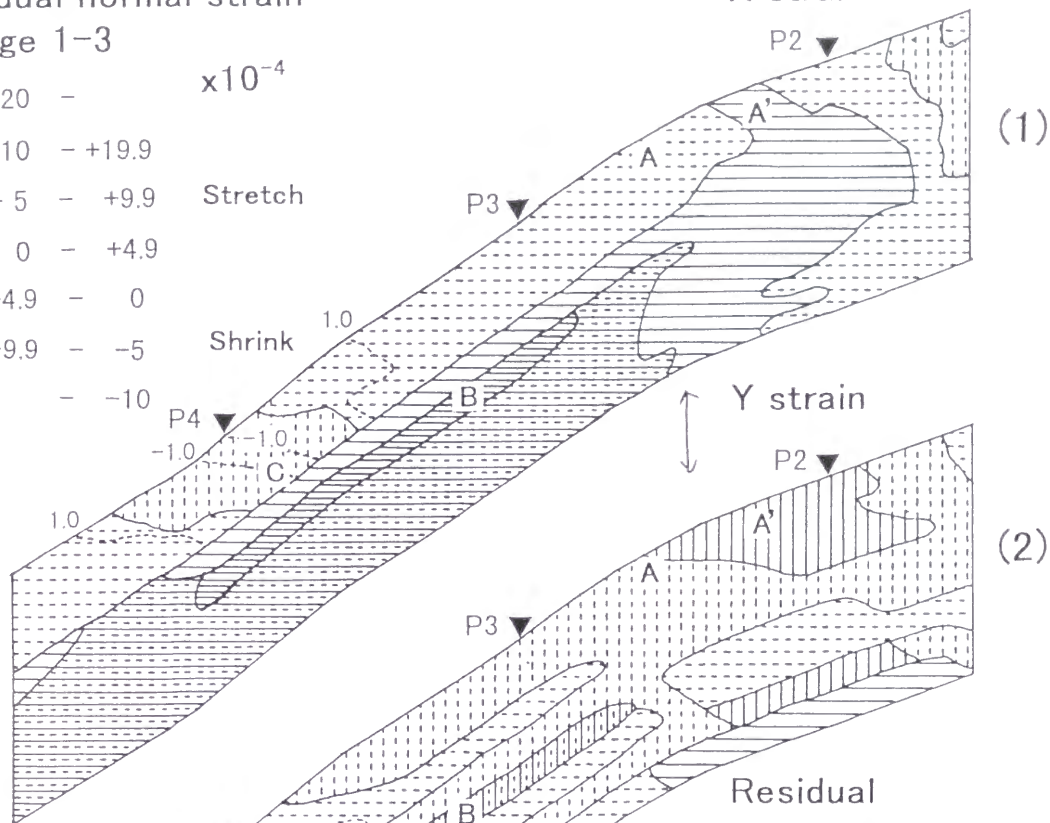
図 41 Stage 1 から Stage 3 までの残留変位

Residual normal strain

Stage 1-3



\longleftrightarrow X strain



Residual XY shear strain Stage 1-3

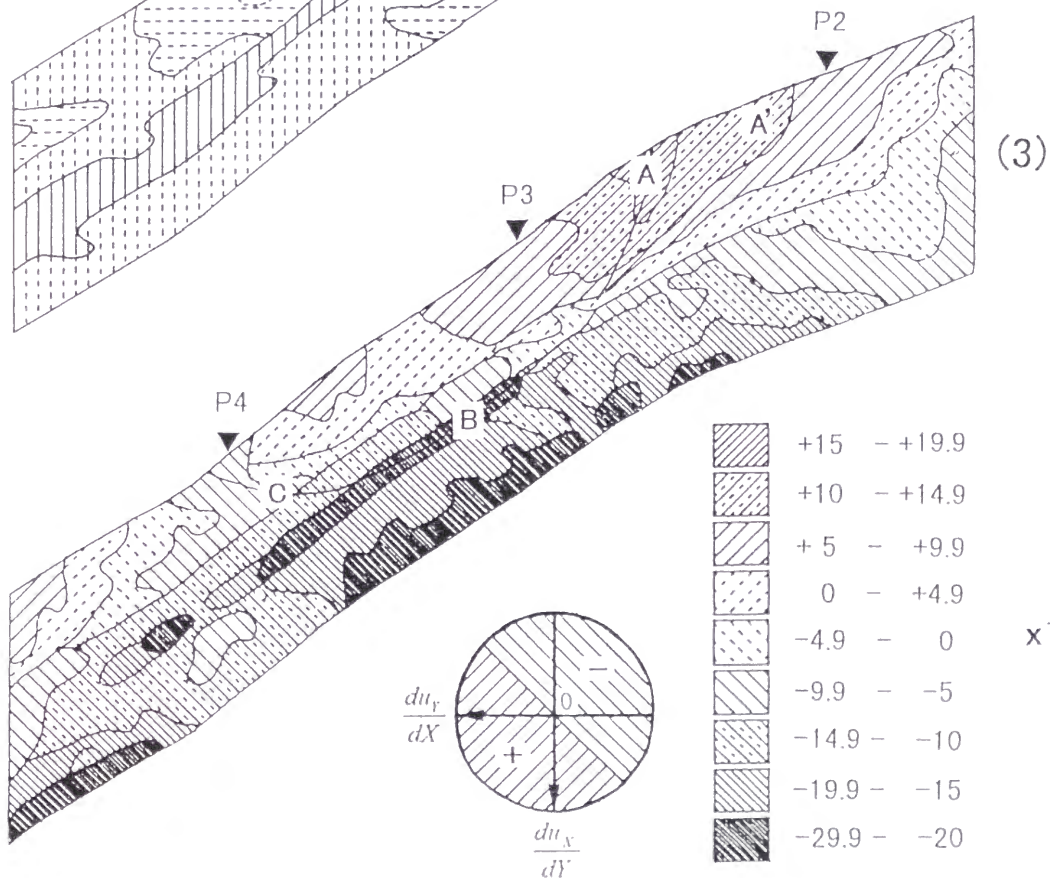


図 42 斜面単位 1 の Stage 1 から 3 までの残留ひずみの詳細。 (1) X 方向の残留伸びひずみ、(2) Y 方向の残留伸びひずみ、(3) X Y 残留せん断ひずみを示す。 A, A, B, C の文字は、それぞれこの斜面単位の特定位を示す。

Residual XY shear strain

Stage 1-3

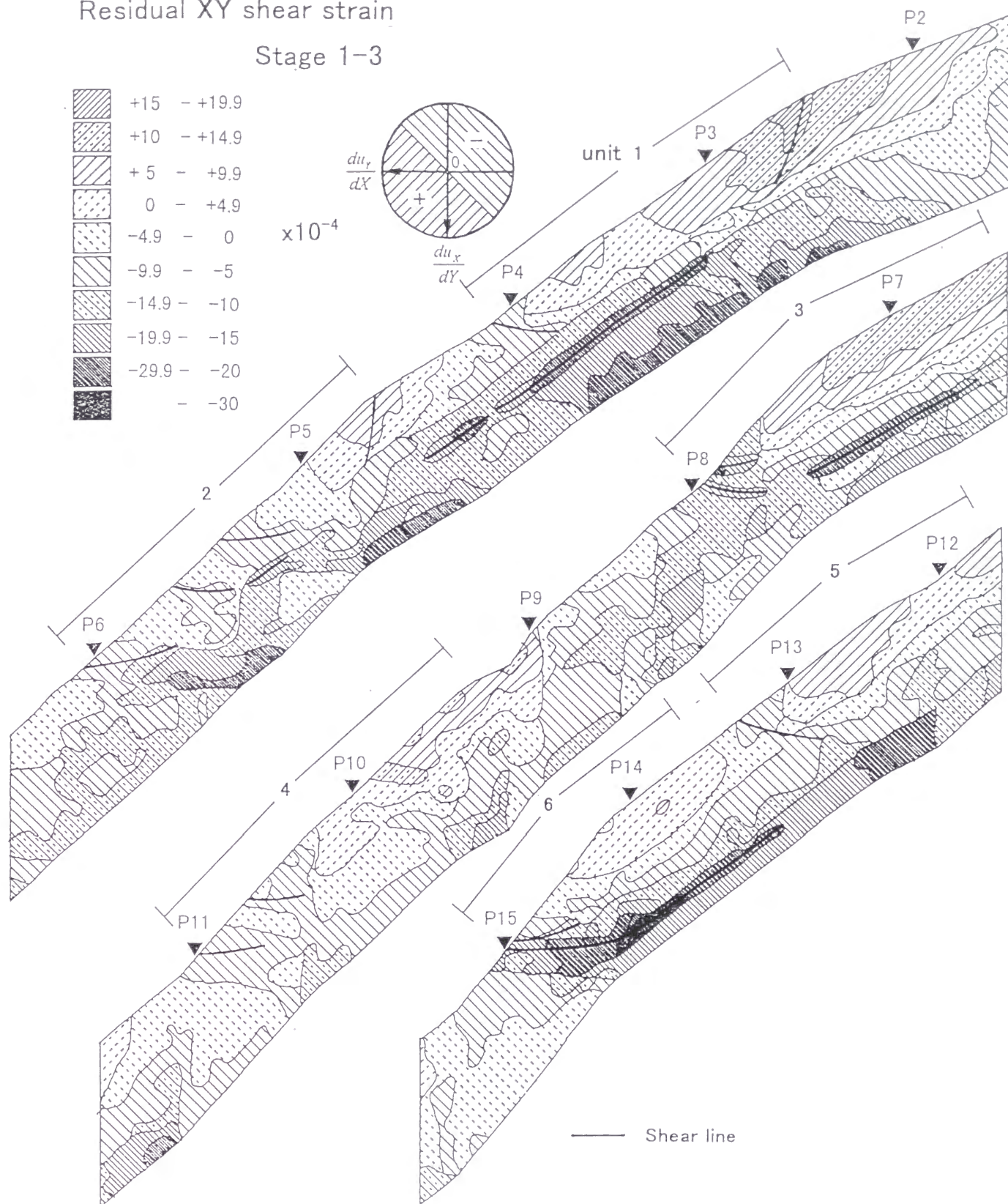


図 43 Stage 1 から 3 までの X Y 残留せん断ひずみと推定されるせん断線及びせん断変形の単位

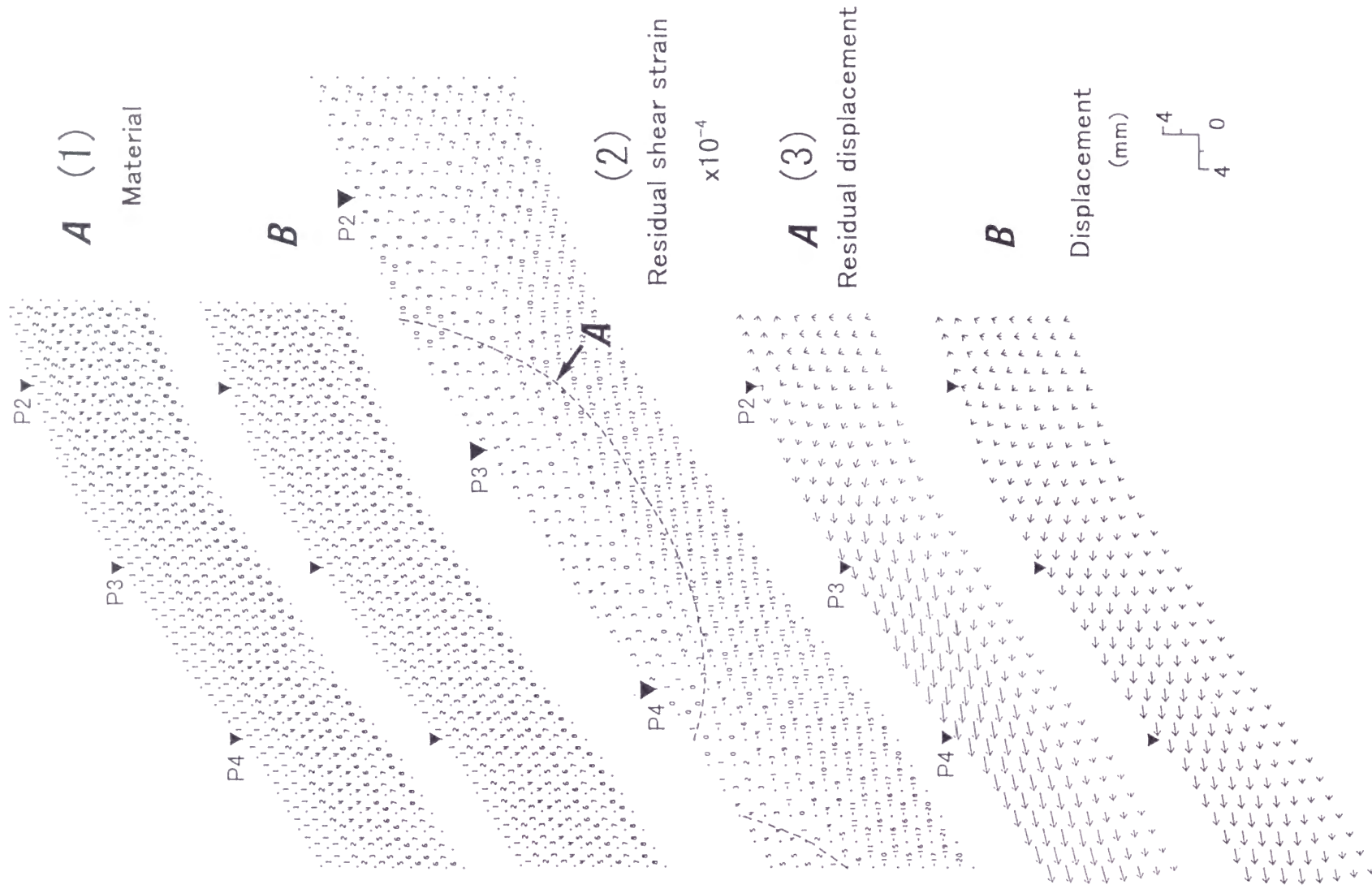


図 44 物性分布の不規則性が土壌の変位に及ぼす影響 (1) 実際の物性分布 A と仮定の物性分布 B (2) 仮定の物性分布 B の場合の残留せん断ひずみ (図中に実際の物性分布 A の場合の計算結果から推定されたせん断線を参考として破線で示す) (3) 物性分布が A の場合と B の場合の土壌の残留変位

Equivalent stress
Stage 1-2

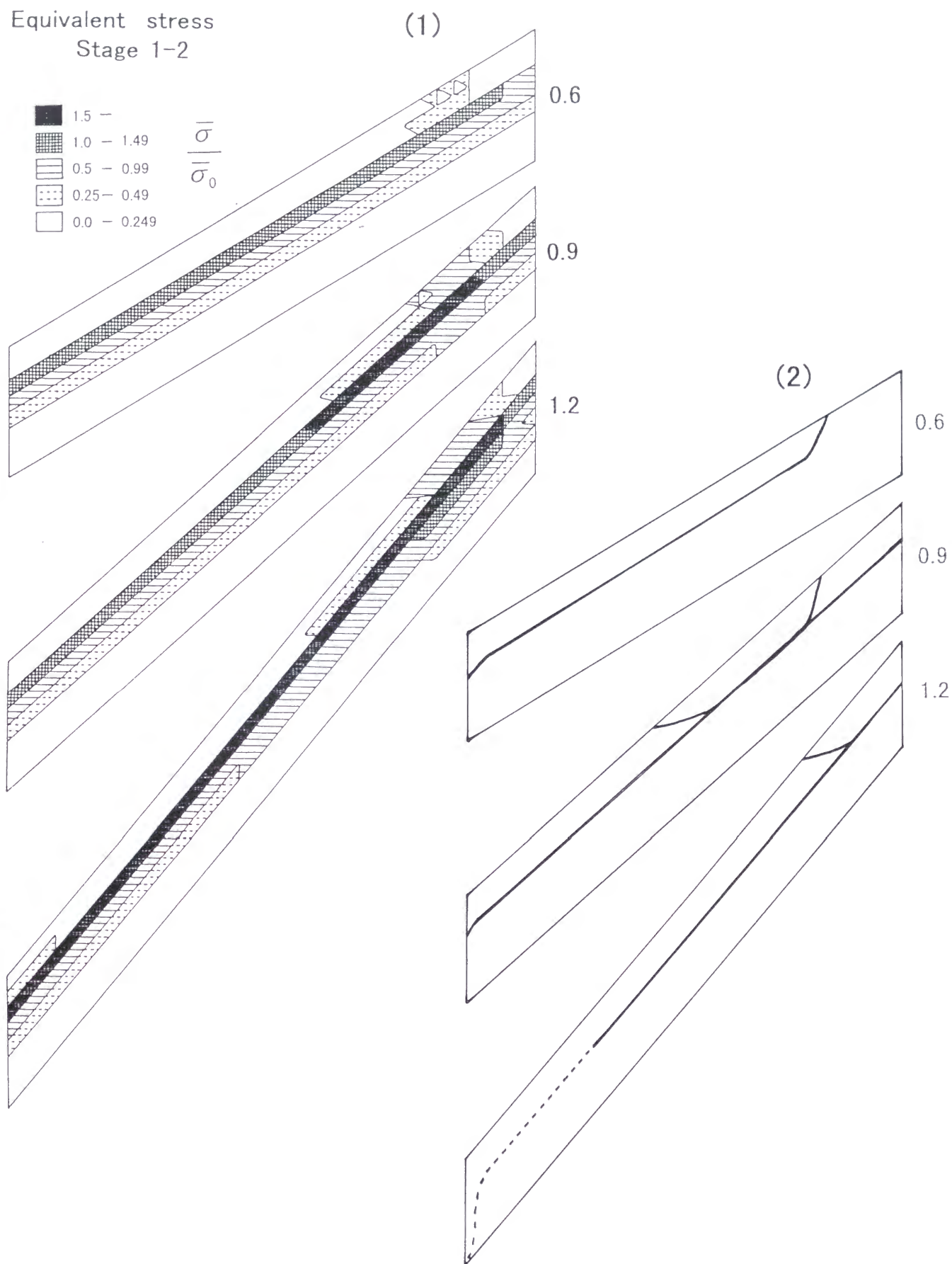


図 45 勾配が 0.6, 0.9 及び 1.2 の斜面における (2) Stage 2 の相当応力の分布 (3) 残留せん断ひずみの分布から推定されるせん断変形のパターン

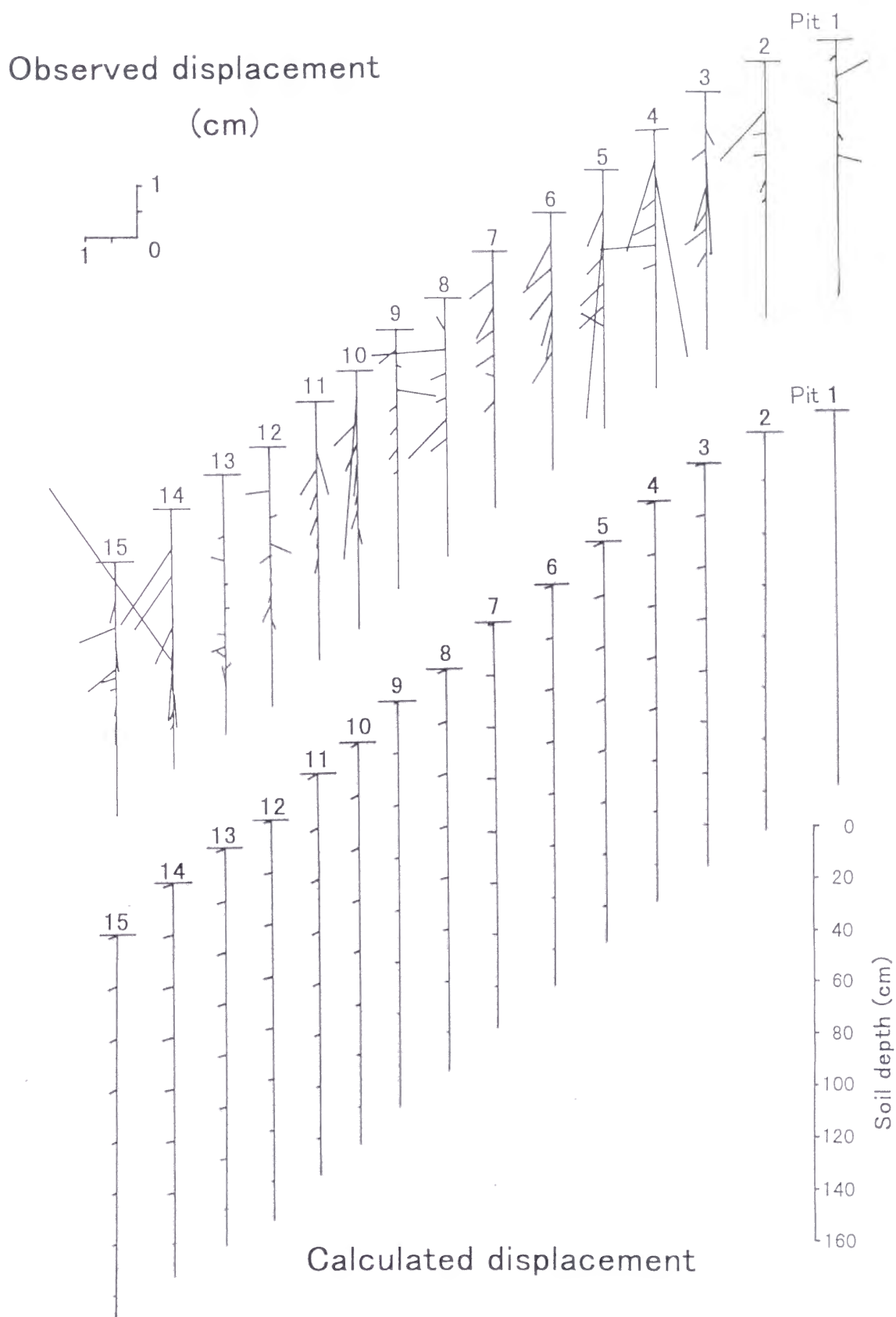


図 46 土壌の変位の実測結果と計算結果。 実測値は A 期間（1992 年 8 月－1993 年 11 月）のもの。 計算値はシミュレーションによる Stage 1 から 3 までの残留変位。

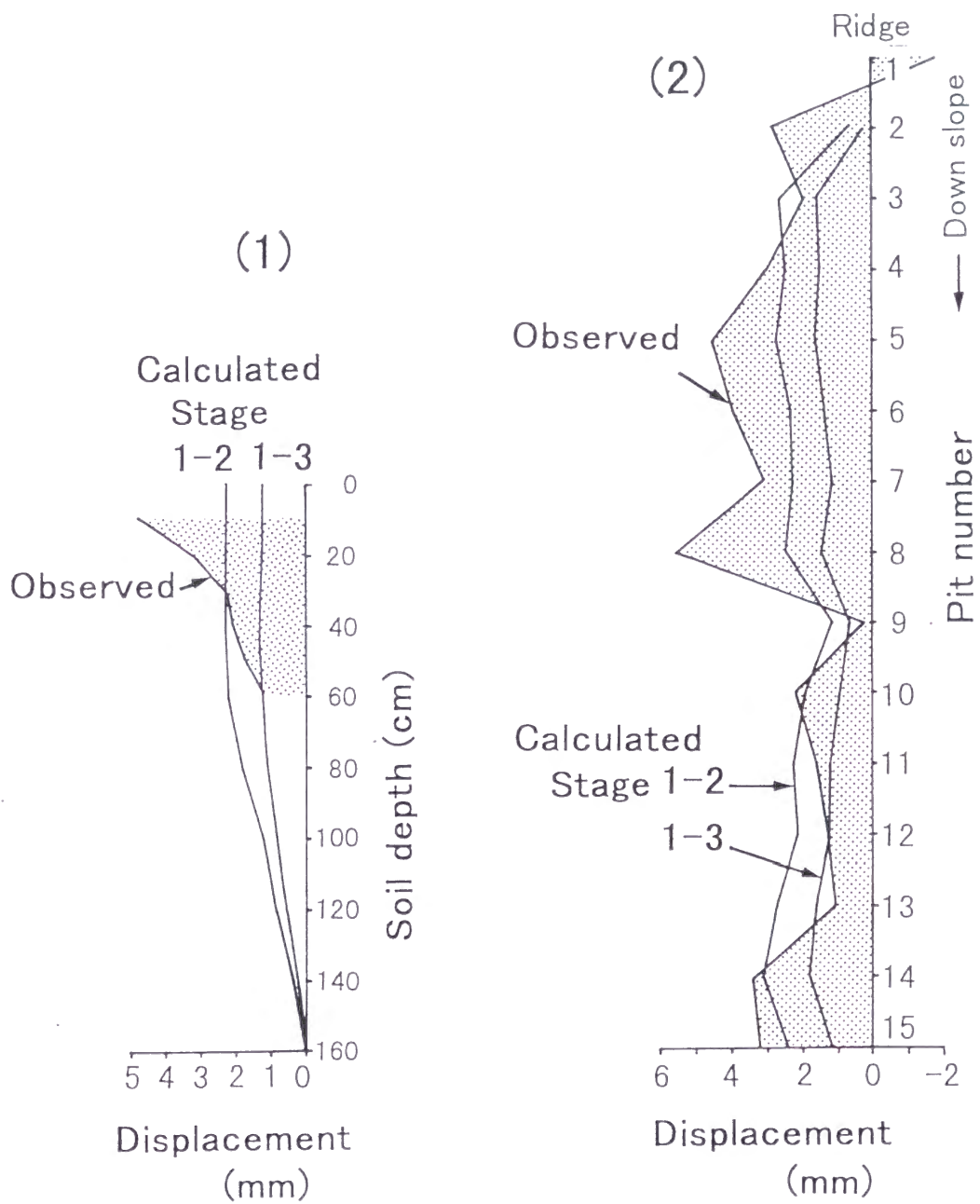


図 47 変位量の水平成分の実測値と計算値の平均値の比較 (1)鉛直分布
(2)斜面に沿う分布

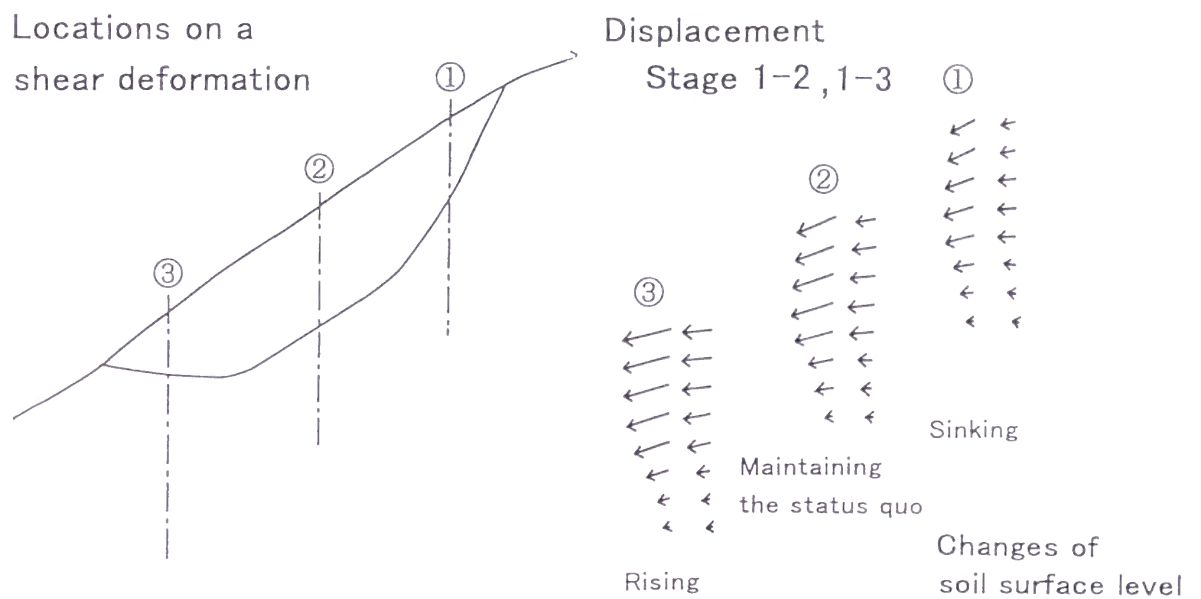
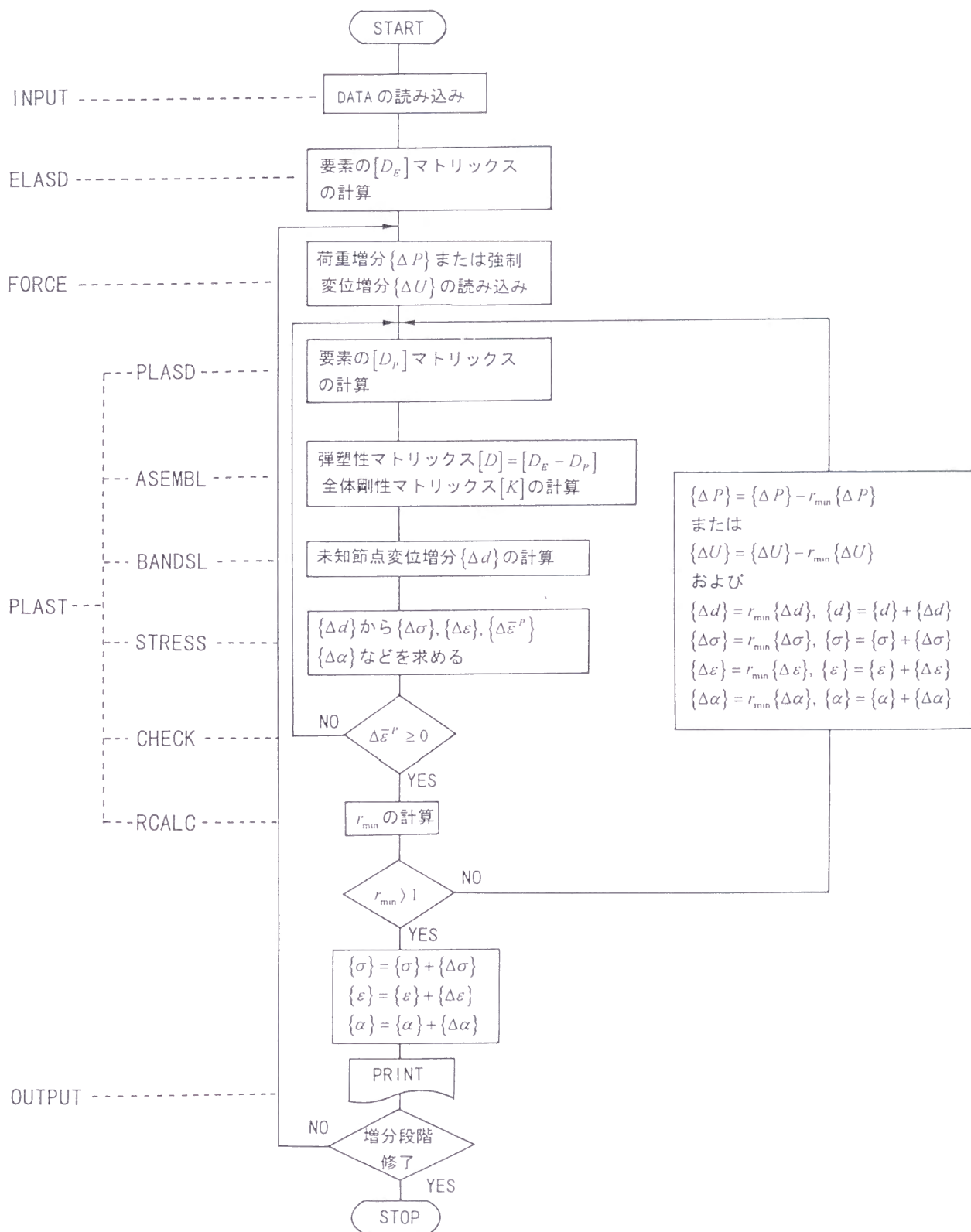


図 48 1つのせん断ユニットの上部・中央部・下部における Stage 1 から 2 までと Stage 1 から 3 までの変位の計算結果

付録 1



プログラムのフローチャート (井上・王 1984)

付録 2

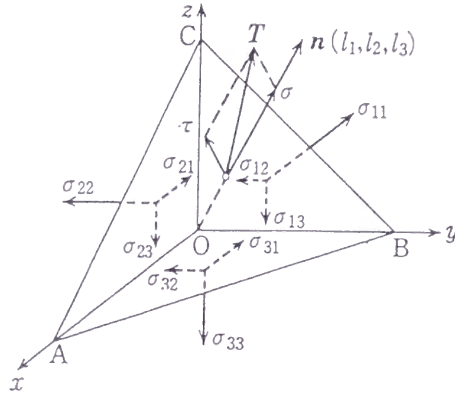
(1) 主応力と応力不変量

下図は9成分の σ_{ij} からなる三次元の応力を表す。これを三軸応力と言い、単に応力と言う場合はこの応力を意味する。

$$[S] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (35)$$

成分 σ_{ij} は、XYZ直角座標に関するものとし、最初の添え字は応力の生じている面、第二の添え字は方向を表す。 $[S]$ は対称テンソルである。

XYZ座標に対し、 $n(l_1, l_2, l_3)$ の方向余弦をもつ面ABCを考え、ABC面の応力



3 軸応力

ベクトルを T とする。すると、四面体の釣り合いから

$$[S]^T \{n\} = [S]\{n\} = \{T\}$$

あるいは、

$$\begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{21} & \sigma_{31} \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & \sigma_{32} \\ \sigma_{13} & \sigma_{23} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ l_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ l_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \end{bmatrix} \quad (36)$$

$[S]^T$ は $[S]$ の転置マトリックス、 T_1, T_2, T_3 は応力ベクトル T のXYZ座標成分を表す。 T を面法線方向の成分 σ と面内の成分 τ に分解するとき、 σ を垂直応力、 τ をせん断応力という。主応力面は定義により、 T のせん断成分 τ が0となるような面である。従って、主応力面での応力は、面に垂直な σ のみとなり、その時の T のXYZ座標成分は

$$\begin{bmatrix} T_1 \\ T_2 \\ T_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma l_1 \\ \sigma l_2 \\ \sigma l_3 \end{bmatrix} = \sigma \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ l_3 \end{bmatrix} \quad (37)$$

式(36)と式(37)を組み合わせると、

$$([S] - \sigma[I])\{n\} = 0$$

ただし、

$$[S] = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix}, [I] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \{n\} = \begin{bmatrix} l_1 \\ l_2 \\ l_3 \end{bmatrix} \quad (38)$$

$[I]$ は単位マトリックスを表す。式(38)が $\{n\} = 0$ でない解を持つには、

$$|S - \sigma I| = \begin{vmatrix} \sigma_{11} - \sigma & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma \end{vmatrix} = 0 \quad (39)$$

式(39)の解として定まる σ は、定義により、 $\tau = 0$ の面に生じる応力即ち主応力である。 σ を(38)に代入すれば、ベクトル $\{n\}$ の成分、即ち主応力面の法線方向余弦比 $l_1 : l_2 : l_3$ が定まる。式(39)のような形の方程式を解いて得られる根 σ を固有値、 σ の根の各々に対して定まるベクトル $\{n\}$ を固有ベクトルという。応力場では、主応力が固有値、主応力の方向を与える $\{n\}$ が固有ベクトルとなる。

式(39)から、主応力 σ を定める次の3次方程式が得られる。

$$\sigma^3 - J_1\sigma^2 - J_2\sigma - J_3 = 0 \quad (40)$$

ただし、

$$\begin{aligned} J_1 &= \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \\ J_2 &= -(\sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{33}\sigma_{11} + \sigma_{11}\sigma_{22}) + \sigma_{23}\sigma_{32} + \sigma_{31}\sigma_{13} + \sigma_{12}\sigma_{21} \\ J_3 &= \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{vmatrix} \end{aligned}$$

式(40)の3根は、主応力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ である。1点の応力は、式(38)のマトリックス $[S]$ によって定まり、主応力 σ とその方向 $\{n\}$ は $[S]$ に固有である。即ち、主応力は座標変換に無関係であるので、それを定める方程式(40)の係数である J_1, J_2, J_3 もまた変換に対して不変でなければならない。 J_1, J_2, J_3 をそれぞれ、1次、2次および3次の不変量という。

(2) 主応力と偏差応力及び平均垂直応力の図示

計算によって主応力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ が得られたとき、主応力空間においてこれを次頁図のように表示できる。この図において、 OP は、3主応力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ を成分とするベクトルである。座標の原点 O を通り、3つの軸と等角をなす面、即ち、

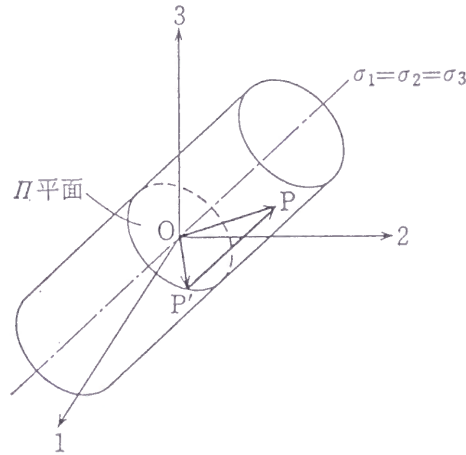
$$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$$

の面を Π 平面という。

応力ベクトル OP を、 Π 平面内の OP' と Π 平面に垂直な $P'P$ に分解する。点 P 及び P' の座標は

$$P: [\sigma_1 \quad \sigma_2 \quad \sigma_3]$$

$$P': [\sigma'_1 \quad \sigma'_2 \quad \sigma'_3]$$



主応力・偏差応力・平均垂直応力の主応力空間における表示
ベクトル OP' の大きさは

$$OP' = \left(\sigma_1'^2 + \sigma_2'^2 + \sigma_3'^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$= \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \bar{\sigma} \quad (41)$$

ベクトル $P'P$ の座標軸成分は

$$PP': [\sigma_m \quad \sigma_m \quad \sigma_m]$$

ベクトル OP' の成分は、 OP から $P'P$ を差し引けば得られ、

$$OP': [\sigma_1 - \sigma_m \quad \sigma_2 - \sigma_m \quad \sigma_3 - \sigma_m] = [\sigma'_1 \quad \sigma'_2 \quad \sigma'_3]$$

即ち、 $P'P$ は平均垂直応力、 OP' は偏差応力を表すベクトルである。

付録 3

応力・ひずみ・変位の定義

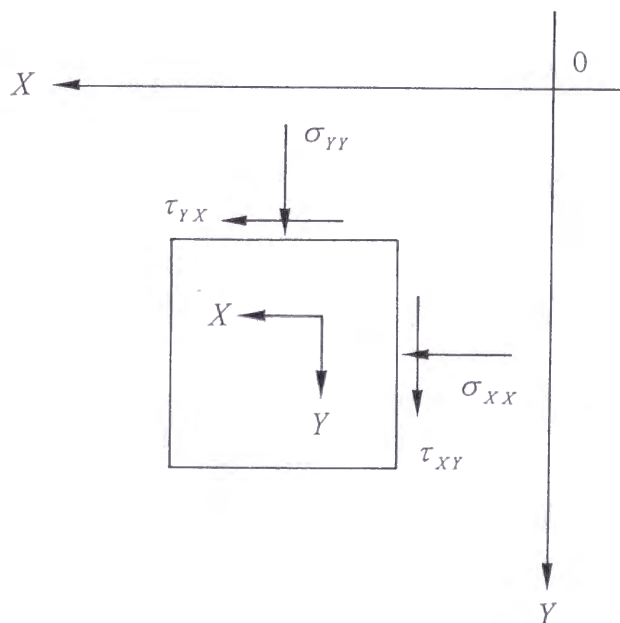
下図のように、斜面の縦断面に沿ってXY平面をとり、その平面上で、水平方向に斜面の下方をプラスとしてX軸をとり、鉛直方向に下向きをプラスとしてY軸をとる。また、X軸およびY軸に直角に、水平方向に手前をプラスとしてZ軸をとる。

この時、応力、変位およびひずみの定義は次のようになる。

応力

物体の外から中に働く力を考えるとして、X方向に垂直なYZ面に対して、X方向に働く法線応力をX応力 σ_{xx} 、Y方向に垂直なZX面に対して、Y方向に働く法線応力をY応力 σ_{yy} 、Z方向に垂直なXY面に対して、Z方向に働く法線応力をZ応力 σ_{zz} とする。

また、YZ面内でY方向に働く接線応力を τ_{xy} とし、XZ面内でX方向に働く接線応力を τ_{yx} とする。応力テンソルの対称性のため、 $\tau_{xy} = \tau_{yx}$ であり、 τ_{xy} と τ_{yx} の両方をXYせん断応力という。また、 τ_{yz} 、 τ_{zx} の定義も同様にする。



2次元平面応力

変位

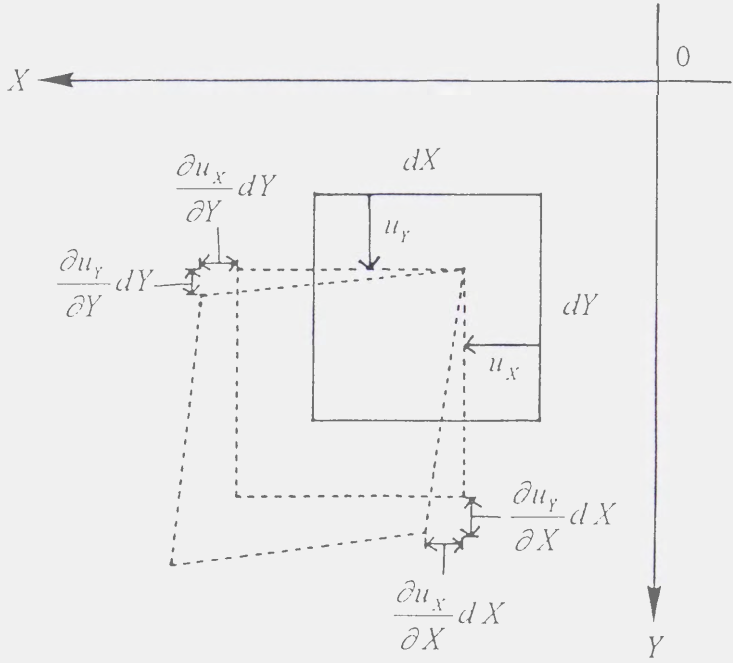
下図において、X方向の変位を u_x 、Y方向の変位を u_y とする。

ひずみ

同じく下図において、引っ張りをプラスとして、X方向の伸びひずみを ε_{xx} 、Y方向の伸びひずみを ε_{yy} 、XY方向のせん断ひずみを ε_{xy} とする。

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial X} \quad , \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial Y} \quad , \quad 2\varepsilon_{xy} = \gamma_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial X} + \frac{\partial u_x}{\partial Y}$$

ただし、 γ_{xy} は工学的XYせん断ひずみである。



2次元平面ひずみ

相当応力 ($\bar{\sigma}$)

三軸応力を 2 次不変量を用いて降伏状態あるいはひずみ硬化に関して等価な単軸応力に換算したもの。単軸圧縮／引っ張り試験における応力の絶対値に一致する。

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{1}{2} \left[(\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2 + 6(\tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 + \tau_{xy}^2) \right]}^{\frac{1}{2}}$$

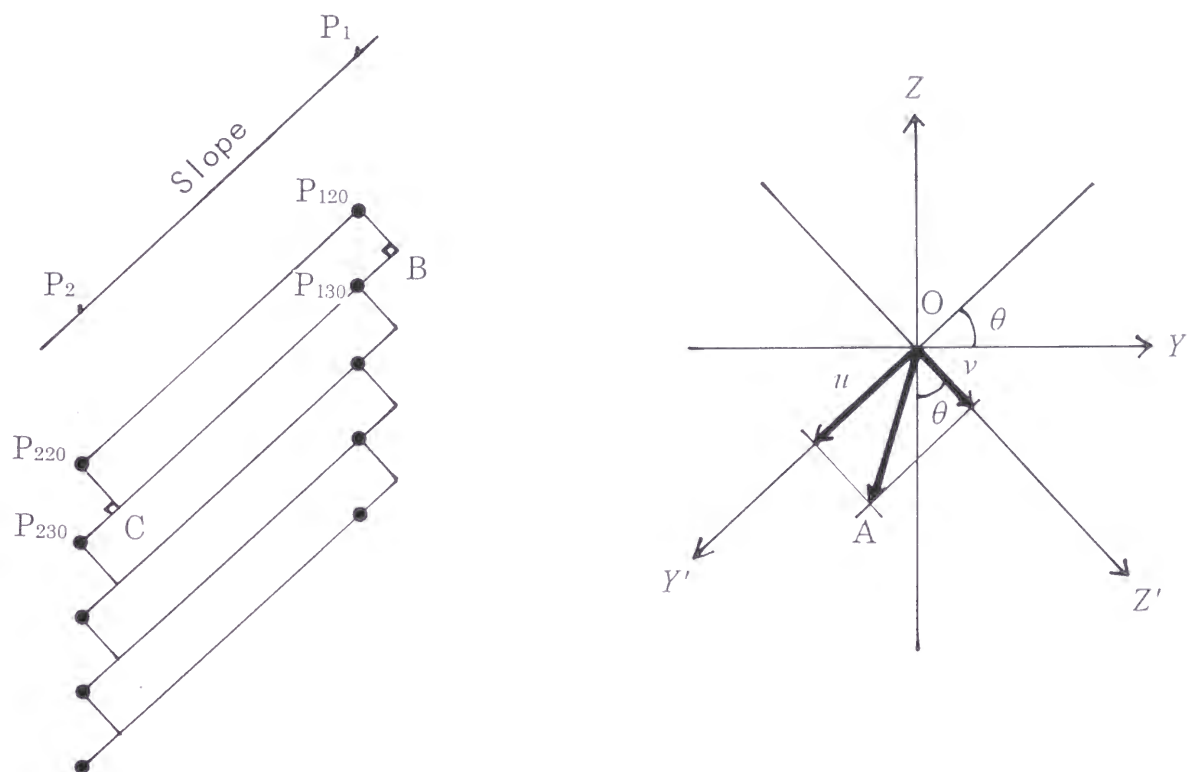
相当塑性ひずみ ($\bar{\varepsilon}^P$)

相当応力に対して生まれるひずみの中で塑性の部分。相当全ひずみを $\bar{\varepsilon}$ 、相当弾性ひずみを $\bar{\varepsilon}^E$ とすると、

$$\bar{\varepsilon}^P = \bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^E$$

付録 4

せん断ひずみの求め方



土層の変位のベクトルの方向が斜面方向に近い場合、斜面方向に平行に分割した土層部分についてせん断ひずみを求める。左側の図において、表層土の変位の測定地点 P₁ の深さ 20 cm の測点を P₁₂₀、深さ 30 cm の測点を P₁₃₀、P₁ の下流側に隣接する測定地点 P₂ の深さ 20 cm 及び 30 cm の測点を P₂₂₀ 及び P₂₃₀ とする。P₁₂₀ 及び P₂₂₀ から直線 P₁₃₀ P₂₃₀ 及びその延長線上に下ろした垂線の足元を B 及び C として、長方形 P₁₂₀BCP₂₂₀ の土層部分のせん断ひずみを求める。

右側の図で、個々の測点の位置を O として、O を通り鉛直方向で上向きが正の座標が Z、それに直角の水平方向で斜面の縦断面線に沿って斜面の上方が正の座標が Y である。ベクトル OA が測定した表層土の変位ベクトルである時、その成分を斜面に平行で斜面の下方が正の Y' 方向の成分とそれに垂直で斜面の内部方向が正の Z' 方向の成分に分解したのが u と v である。

微分方向の変換の公式により、Z 方向の u の変化の値は

$$\frac{\delta u}{\delta Z} = \frac{\partial u}{\partial Y'} \cdot \frac{dY'}{dZ} + \frac{\partial u}{\partial Z'} \cdot \frac{dZ'}{dZ} \quad (1)$$

ただし、 $\frac{\delta u}{\delta Z}$ はある方向の変化の値であり、 $\frac{\partial u}{\partial Y'}$ 及び $\frac{\partial u}{\partial Z'}$ は偏微分、 $\frac{dY'}{dZ}$ 及び $\frac{dZ'}{dZ}$ は常微分である。斜面勾配を θ として、

(1)の式は、 $\frac{dY'}{dZ} = \sin \theta$ 、 $\frac{dZ'}{dZ} = \cos \theta$ であることから、

$$\frac{\delta u}{\delta Z} = \frac{\partial u}{\partial Y'} \cdot \sin \theta + \frac{\partial u}{\partial Z'} \cdot \cos \theta \quad (2)$$

である。また、 Y' 方向の u の変化の値は、前と同様に

$$\frac{\delta u}{\delta Y'} = \frac{\partial u}{\partial Y'} \cdot \frac{dY'}{dY'} + \frac{\partial u}{\partial Z'} \cdot \frac{dZ'}{dY'}$$

である。この式で、 $\frac{dY'}{dY'} = 1$ 、 $\frac{dZ'}{dY'} = 0$ であるので、

$$\frac{\delta u}{\delta Y'} = \frac{\partial u}{\partial Y'} \quad (3)$$

(3)を(2)に代入して、

$$\frac{\delta u}{\delta Z} = \frac{\delta u}{\delta Y'} \cdot \sin \theta + \frac{\partial u}{\partial Z'} \cdot \cos \theta$$

ゆえに、

$$\frac{\partial u}{\partial Z'} = \left(\frac{\delta u}{\delta Z} - \frac{\delta u}{\delta Y'} \cdot \sin \theta \right) / \cos \theta \quad (4)$$

(3)と同様の式を v について書くと、

$$\frac{\delta v}{\delta Y'} = \frac{\partial v}{\partial Y'}$$

よって、せん断ひずみを求める式は

$$\frac{\partial u}{\partial Z'} + \frac{\partial v}{\partial Y'} = \left(\frac{\delta u}{\delta Z} - \frac{\delta u}{\delta Y'} \cdot \sin \theta \right) / \cos \theta + \frac{\delta v}{\delta Y'} \quad (5)$$

従って、 P_{120} 、 P_{130} 、 P_{220} の 3 つの測点の u 、 v の値から、上の(5)式により、長方形 $P_{120}BCP_{220}$ の土層部分のせん断ひずみを求めることができる。他の土層部分についても同様にできる。